

【学位論文】

# 無線MEMS加速度センサを活用した既存構造物 の診断技術の確立に関する研究

Study on Establishment of the Diagnostic Technology for Existing  
Structures Using Wireless MEMS Acceleration Sensor

2016年7月

広島大学大学院工学研究科 建築学専攻

李 亮

# 無線 MEMS 加速度センサを活用した既存構造物の診断技術の確立に関する研究

## 目 次

<b>第 1 章 序論</b>	1
1.1 研究の背景	1
1.1.1 地震被害および耐震補強	1
1.1.2 道路橋の劣化状況	3
1.1.3 センシング技術の発展	4
1.2 研究の目的と概要	6
1.3 論文の構成	7
1.4 関係論文	9
<b>第 2 章 既往の研究</b>	14
2.1 概説	14
2.2 建築物の耐震診断・耐震補強技術	15
2.2.1 現行耐震診断技術	15
2.2.2 耐震補強技術	16
2.2.3 センシング技術の適用（建築分野）	17
2.3 道路橋床版の劣化検知方法	18
2.3.1 非破壊点検手法	18
2.3.2 モニタリング技術の適用（土木分野）	19
<b>第 3 章 本研究で用いた無線計測システム</b>	22
3.1 無線計測システムの概要	22
3.2 無線振動計測システムの特徴	25
3.3 計測精度検証実験	27
<b>第 4 章 建築物の耐震補強効果の評価への適用</b>	34
4.1 はじめに	34
4.2 検討方法	35
4.3 計測建物の概要	37

4.4	計測結果および考察	41
4.4.1	固有周期と1次固有振動リサージュによる評価	41
4.4.1.1	固有周期(1質点系)	41
4.4.1.2	上層分離系の振動周期	43
4.4.1.3	1次固有振動リサージュの変化	46
4.4.1.4	その他実験結果	51
4.4.1.5	定性的評価手法に関する考察	55
4.4.2	層剛性による評価	57
4.4.2.1	定量的評価検討対象建物概要	57
4.4.2.2	解析モデル	60
4.4.2.3	層剛性の推定	61
4.4.2.4	層剛性の変化による定量的評価手法に関する考察	71
4.5	まとめ	72

## 第5章 道路橋床版の劣化診断への適用 75

5.1	はじめに	75
5.2	道路橋床版への適用実験	76
5.2.1	老朽橋梁での計測	76
5.2.1.1	計測対象の橋梁概要	76
5.2.1.2	実験概要	77
5.2.1.3	計測結果	79
5.2.1.4	老朽橋梁床版への適用実験の考察	87
5.2.2	新設道路床版への適用と初期値計測実験	88
5.2.2.1	計測対象の橋梁概要	88
5.2.2.2	実験概要	89
5.2.2.3	計測結果	90
5.2.2.4	新設道路橋床版への適用実験の考察	98
5.3	振動モードの簡易推定法と定期点検への活用技術の提案	99
5.3.1	振動モードの推定手法の提案	99
5.3.2	定期点検への無線加速度センサの活用技術	103
5.3.2.1	定期点検手法の提案	105
5.3.2.2	計測実験	107

5.3.2.3	計測対象道路橋	107
5.3.2.4	第1段階レベルの計測結果	109
5.3.2.5	第2段階レベルの計測結果	113
5.3.3	床版劣化検知実験の考察と課題	117
5.4	まとめ	118

<b>第6章</b>	<b>総括</b>	<b>120</b>
------------	-----------	------------

## 謝辞



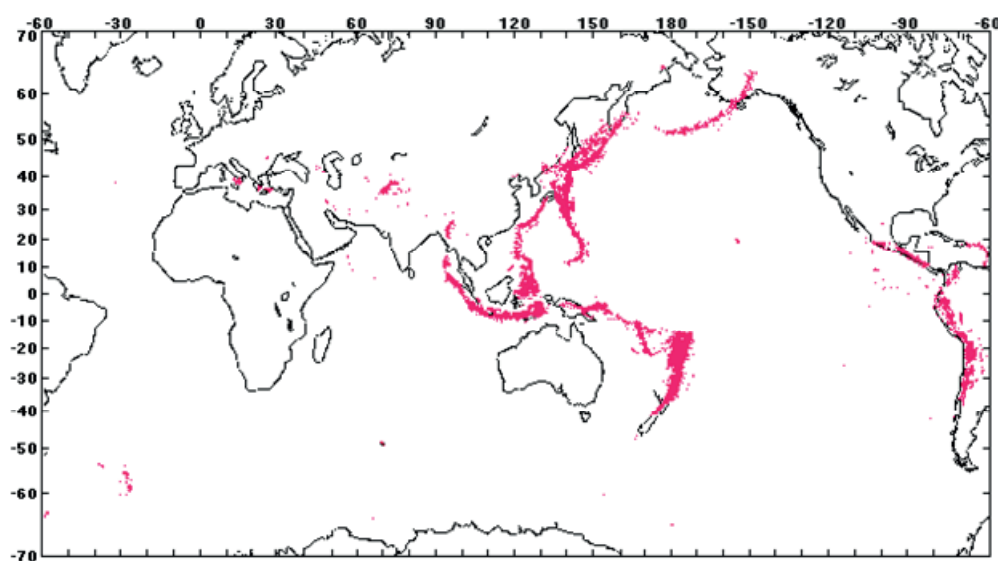
## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景

#### 1.1.1 地震被害および耐震補強

建築物は、多くの建築家の夢や構想に基づき建てられているが、当然のこと、建築物としての最も基本的な役割は人を保護することである。時代の転換に伴い様々な建築を挑戦していた山崎氏 (Minoru Yamasaki) は建築の役割として「一般的な気候要因から人々を保護すべき-風、太陽、雪、寒さ、熱さ、地震、火災、ハリケーンなどの特殊災害」の言葉を後世に残した。建設技術の迅速的な発展とともに人類は様々な自然災害との闘いの中から、災害予防手段を学んで来た。しかし、地震災害は今までに残している自然災害の中の最大のひとつの課題と言える。地震は世界中にどこでも起きるものではなく、区域分布により地震帯を指定されている。残念なことに、近年、日本国内や海外で多々生じている地震活動から、多くの地震帯は活動周期を迎え、ますます地震災害への対応が重要になってきている。図 1.1 に世界地震分布図 ( $M \geq 4.0$ , 深さ 100km 以上) を示す。環太平洋地震帯に位置する日本では、地球上の約 15% の地震が発生し、年間 1000 回近い有感地震が発生すると言われる<sup>1.2)</sup>。また、マグニチュード 6 以上の地震回数は世界で発生した地震のうち 20.5% が日本で発生する<sup>1.3)</sup>。地震は、建築の倒壊により直接的に人命被害の発生、また、地震発生後の二次災害 (火災など) により人命、財産の損失はかなり大きいと考える。特に、経済の発展に伴い都市の過密化・建築物の高度化が進む現在、地震により二次災害の発生が大きな課題となっている。

地震被害による教訓をもとに耐震構造が発展してきた。建築物の倒壊により人命の被害や二次災害などの地震被害を最小限にするため、既存建築物の耐震補強は必要かつ効果的な手段であると言える。耐震補強の有効性は過去の地震被害により実証され、同年代の建築物において、耐震補強した建築物の倒壊率が相対的に低いと報告された。東日本大震災



(1975～1994 年, 国際地震センターISC の資料による)

図 1.1 世界地震分布 ( $M \geq 4.0$ , 深さ 100km 以上)<sup>1.1)</sup>

後の耐震改修済建築物と未改修建築物の被災状況の調査研究報告書によると、調査建築物の全体として、耐震診断・耐震補強を実施して耐震化された建築物の被災程度は、未補強建物と比較して軽く、極めて大きな耐震補強の効果が見られた<sup>1.4)</sup>。耐震補強は、主に旧耐震規準時（1981年以前）に建設された建築物を対象とし、耐震診断により耐震性能が目標値を満足できない場合、自身構造形式の改善や地震抵抗要素を付加することである。特に、昔のアメリカ流の純ラーメン構造形式が多く建設されて、地震被害の教訓により日本流の耐震壁を導入し、剛強な建築物を作らねばと認識された<sup>1.5)</sup>。近年、新潟県中越地震、福岡県西方沖地震、熊本地震など大規模地震が頻発し、東海地震、東南海、南海地震、首都直下地震などの発生切迫性より、新耐震前の不適格建物の耐震化の緊急性が要求されている。また、2013年度の耐震改修促進法の改正により、従来の学校建築と公共施設から、道路を閉塞させる住宅など特定建築まで幅広い建築の耐震化の推進を実行する動きが始まり、耐震診断の義務化と耐震性能結果の公表、支援緩和措置の拡大などの対策が講じられた。日本はもとから建築物の耐震性を重視し、地震被害の発生により建築基準法などの改正を行っている。図1.2に日本で発生した大地震と建築基準法の変遷を示す。2013年東日本大震災発生後、東京都は、周囲の建物の耐震化が必要な道路を特定緊急輸送道路と位置付け、沿道建築物の耐震化を促進している。今後は、全国レベルですべての建築物の耐震化が進められるものと予想される。

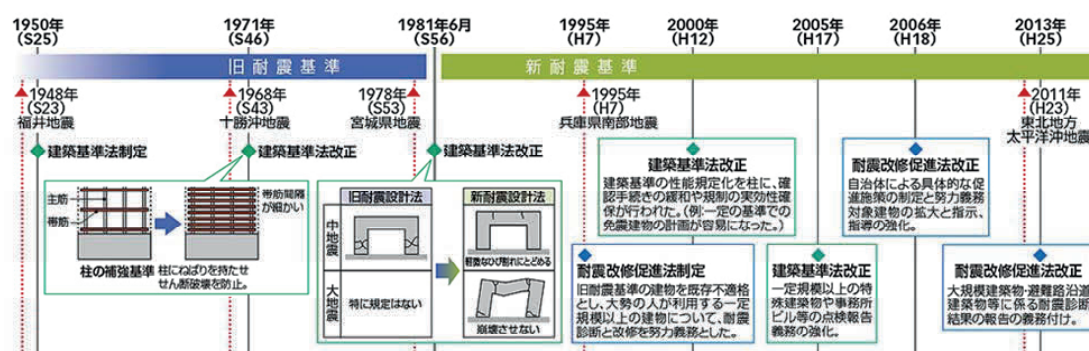


図 1.2 大地震と建築基準法の変遷<sup>1.6)</sup>

耐震補強による耐震性能を向上する効果は構造計算により確認することになるが、耐震補強計算結果・補強工事を検証する有効な方法が少ないのが現状である。実際の耐震補強は構造計算よりどの程度有効であるかを検証する研究はほとんどなされていない。既存RC建築物の耐震補強設計と耐震補強工事による建物の耐震性能の向上の効果において、現状では耐震診断基準<sup>1.7)</sup>からの耐震性能の $I_s$ 値と $C_{TU} \cdot SD$ 値（ $q$ 値）が目標値より上回るかの確認が基本となっている。2005年の耐震偽装事件の発生、姉齒元建築士の罪は社会から非難された。しかし、この事件の一連から建築物の耐震化の重視、現行手法の問題点の改善などのことは、ある意味でこの事件の功績もあるのではないかと考える<sup>1.8)</sup>。残念なことに、建築技術者や研究者の立場から、我々は耐震化の有効的な検証手法を確立してないことも原因の一つとも思われる。特に、最近話題になっている、杭データの改ざんと免震ゴム不正問題など、建築業界の信頼性が一気に落ちていると思われる。単純に「人」の主観性判断を信頼するより、「建築自身」から「言える」のは、偽装事件の防止や耐震性評価の精度を向上することと考える。

### 1.1.2 道路橋の劣化状況

道路橋構造物は人の日常の足として、国の社会経済活動を支え、更に災害時の支援など、社会基盤としての様々な役割を担っている。しかし、先述したように、近年の地震活動は活発しているのが現状である。特に本論をまとめている最中に発生した熊本地震に、橋梁の落下や道路の破壊により救援活動が地震直後に展開できないことが発生した。アメリカでの道路橋への関心では1967年に生じたPoint Pleasant橋の破壊事故に始まると言える<sup>1.9)</sup>。日本では、東日本大震災後に、大規模災害時の「緊急輸送道路」を指定し、道路橋ネットワークの重要性がもっとも重視されている。その一方、日本国内の道路橋などの社会資本施設の多くは、1960年代ごろに整備されており、当時の先進国の欧米諸国より寿命が短いと言われた。最近になり、50年使われてきた多くの道路橋構造物に様々な疲労や劣化現象が見え始めている。図1.3に日本国内の供用年数50年以上の橋数の将来予測、図1.4に東・中・西日本高速道路3会社に2012年までに調査された橋梁の経過年数比率を示す。今後急激に高齢橋の数が増える傾向が示している。以上のような状況が予想される中で、西川氏は20年前から「工学的永久橋」<sup>1.10)</sup>の概念を提案し、維持管理の重要性を強調した。

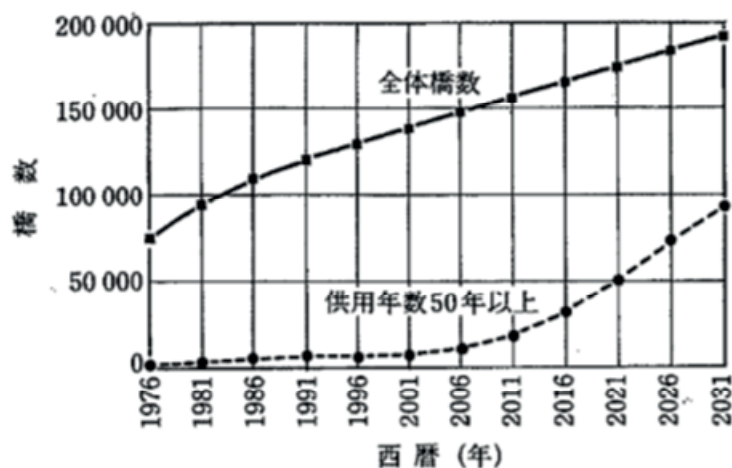


図 1.3 供用年数 50 年以上の橋数の将来予測 <sup>1.10)</sup>

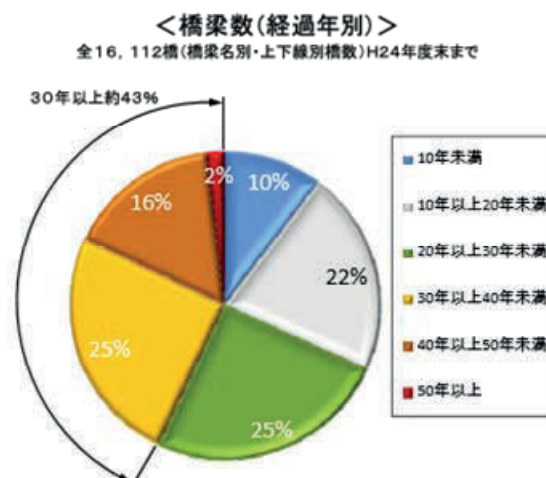


図 1.4 橋梁の経過年数比率 <sup>1.11)</sup>

構造物の劣化を表すため、経年と故障の発生に対するバスタブカーブが挙げられている<sup>1.12)</sup>。図1.5にバスタブカーブを示す。しかし、老朽域に入ってから後に適切に補強や補修を行い、その後長い期間にわたり使用機能を発揮することが可能となる。経年劣化以外、道路橋床版は直接に通過車両の荷重および衝撃を受け、日々に過酷な環境中で供用されている。特に、設計当時より通過車両の大型化や過積載は社会的な問題となっている。F. Mosesは1970年代にWIM (Weigh in Motion) 技術<sup>1.13)</sup>を提案し、通過車両の重量を測定できた。そして、三木氏らはこの手法を用いて橋梁に通過車両の計測を行い、過積載問題を挙げられた。道路橋構造物に関して、劣化損傷や老朽化してきた際に、維持管理・補修補強の費用は取り壊して再建設より高くても、社会・環境の面から維持管理・補修補強の方が良いと指摘された<sup>1.14)</sup>。また、社会ネットワークとして、交通を止めて再建するのはほぼ不可能と考えられる。

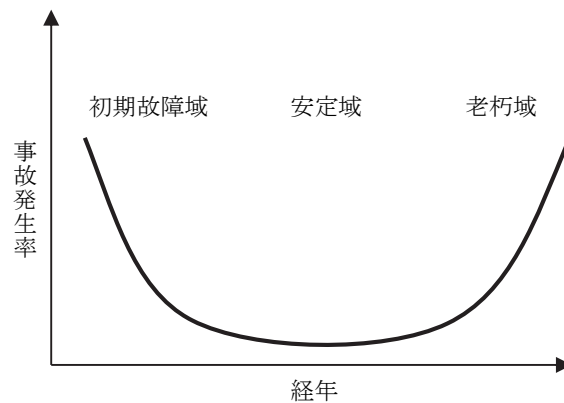


図1.5 バスタブカーブ図<sup>1.12)</sup>

道路橋床版は直接走行荷重を受けるため、床版の耐荷力と耐久性が最も要求されている。特に、道路橋技術の発展により床版の重要性が認められており、床版は従来の二次部材から主要構造部材と認識されている<sup>1.15)</sup>。このような新規道路橋ネットワークの整備が進む一方、昭和40年代ごろに建設された道路橋床版に一部コンクリートが抜け落ちるなどの損傷が発生したことが発生した<sup>1.16)</sup>。広島市内でも2013年5月7日に鈴が峯陸橋のコンクリート片落下事故が発生し、その後多くの橋梁床版の点検が行われた。海外でも事故防止のためコンクリート構造物の損傷に関する調査や研究が多く行われている<sup>1.17, 1.18)</sup>。コンクリート系床版は、塩害、アルカリ反応、中性化、疲労などにより損傷が生じやすいと思われる。また、コンクリート構造物の疲労による劣化・損傷事例は、道路橋床版を除いてほとんどないと言える。よって、道路橋床版の劣化・損傷状況を定期的に調査し健全性の把握が必要である。

### 1.1.3 センシング技術の発展

近年では、センシング (Sensing) 技術の迅速的な発展とともに、建築・土木分野へ適用できる計測機器の開発もますます進歩を遂げている。センシング技術とは、センサと電子回路によって信号を取得する「検知」、得られた信号から特徴を抽出する「信号処理」、得られた信号やその処理結果から認識・判断をする「情報処理」までを総合したものであ

る<sup>1.19)</sup>。近年、計測対象の情報を精度良く収集するうえで、高感度化、超小型化、多次元化、高信頼性化、知能化が実現できるようになってきている。計測機器を用いてヘルスマニタリング技術は機械、医療、プラント、建築および土木構造物など様々な分野への応用が実施されており<sup>1.20)</sup>、建築や土木構造物への適用は世界的に多くの研究者により精力的に行われている<sup>1.21, 1.22)</sup>。特に振動性状の変化を利用して構造物の劣化検知、健全性のモニタリング実験が多く実施されている。そのうち、1990年代に生まれたMEMS(Micro Electro Mechanical Systems)技術を用いて構造物への応用研究<sup>1.23, 1.24)</sup>が行われ、構造物の振動特性や健全性評価に有効である手法が証明された。さらに、構造物の振動特性の測定法や健全性の評価手法に関する研究が深まっている。



## 1.2 研究の目的と概要

本研究では、前節に示したような観点に立ち、MEMS 技術による無線加速度センサを活用した建築物の耐震補強および道路橋床版の健全性を簡便に計測・モニタリングする「耐久性診断・評価システム」の基盤を開発することを目的とした。医学の考えと同様のように、既存構造物を「問診」し、構造物の「脈（振動）」により健全性を評価する技術の開発である。

耐震補強により建築物の耐震性を向上する信頼性を高めるため、本研究は耐震補強効果の検証方法の合理化、簡便化を目指し、無線振動計測システムを用いて振動特性の同定を行った。前述のように、「建築物自身」から自分が持っている耐震能力を「言える」こと、すなわち、建物の振動性状から客観的に耐震補強設計の合理性と補強工事の精度を評価できれば、建築業界に関して存在しているいろいろな疑問の解決へと繋がるのではないかと考えられる。建築物に関して、本研究では日本国内に建つ既存建築物を対象とし、耐震補強工事前後に常時微動計測を行い、その計測データに基づき耐震補強工事前後の振動特性を抽出して考察を行った。得られた建物の固有周期、振動モード、応答加速度および応答変位などの振動特性指標値から耐震補強効果を検証手法の確立を行った。なお、本論では、直観的に判断できる定性的評価手法および詳細検討の定量的評価手法を提案し、過往の研究成果との比較するうえで、提案手法の可能性と妥当性を確認した。

土木構造物分野への展開は、道路橋床版劣化現象に対する予防保全として無線振動計測システムを用いた点検技術の確立することを目的として実施した。本論ではその研究初期段階の基礎的な検討結果を示す。振動特性の変化に基づいて土木構造物の健全性（劣化度）を診断するために、計測に及ぼす制約が少ない無線センサを用いた調査技術の基盤を開発することを目的として実施している。本無線振動計測システムを用いて土木構造物への適用性を確認するため、新設および老朽化した道路橋を対象とし、常時微動計測および実験用バスを用いて交通振動計測を行った。適用性を確認したうえで、既存道路橋床版の点検通路を利用して、劣化箇所の検知実験を実施した。また、劣化箇所床版の劣化度を把握するため、本システムを用いて劣化点検手法を提案した。本研究の最終目的は、土木構造物の劣化診断手法の確立となるが、本論では、土木構造物への適用性を確認するため、対象道路橋床版の固有振動数、振動モードおよび変形等に関する振動性状把握精度の考察を行った。また、最後は一連の実験により床版劣化診断手法を提案した。

### 1.3 論文の構成

本論文は、前述のように、「無線 MEMS 加速度センサを活用した既存構造物の診断技術の確立」を目的とし、図 1.6 に示すように 6 章で構成されている。

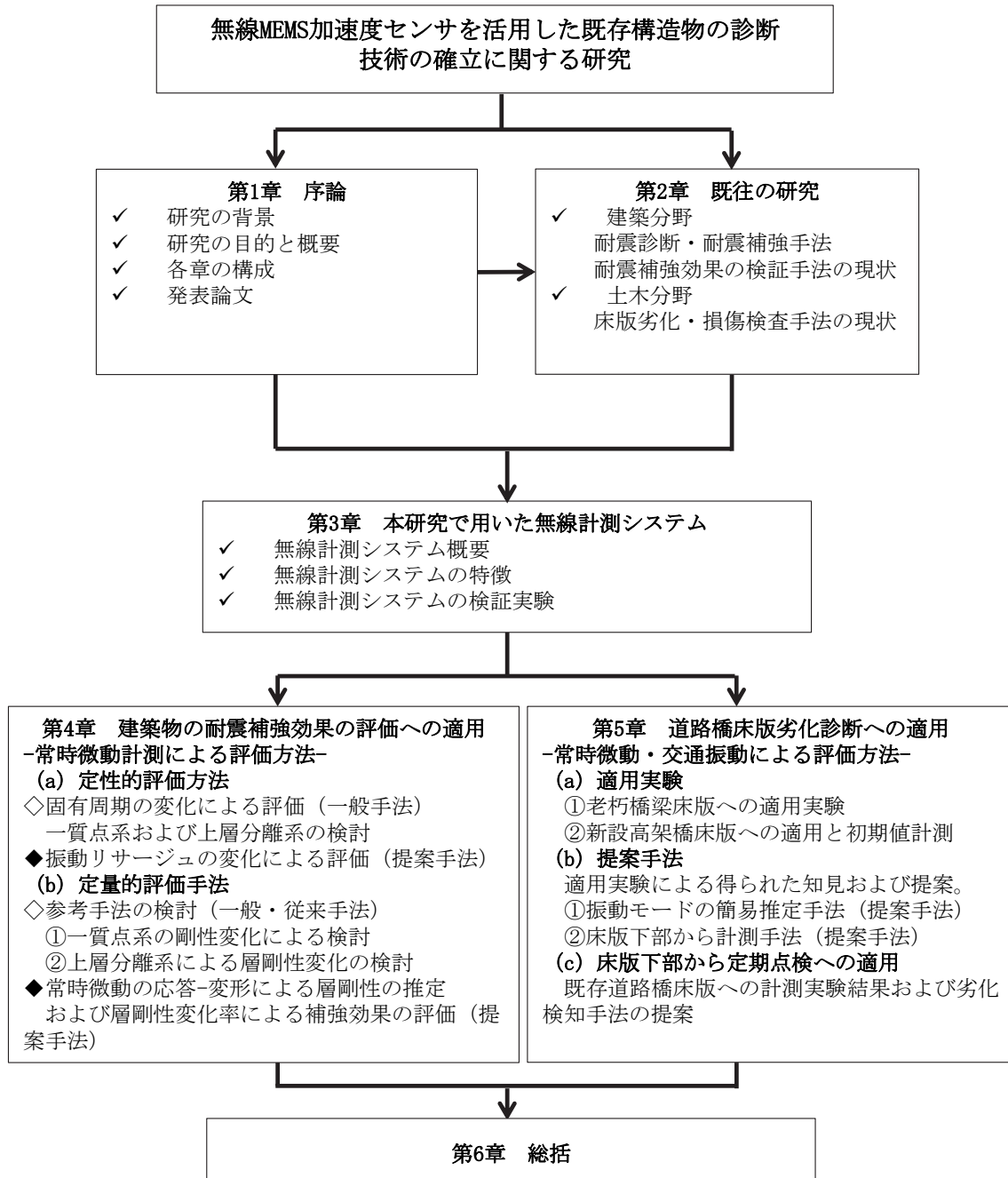


図 1.6 論文の構成

第1章では、序論として研究の背景や目的を示している。

第2章では、既往の研究について示す。建築分野において、耐震診断・耐震補強方法、耐震補強効果の検証手法を紹介し、主に日本国内の現行耐震診断・手法を用いて耐震性評価方法を説明している。土木分野について、床版損傷・劣化検査手法の現状を述べている。

日本国内および海外に実施されている、目視検査、レーザ法、赤外線法などの検査法を示している。

第3章では、本無線計測システムの概要を示した。使用している加速度センサ、開発した無線ユニット、計測・解析ソフトを紹介した。次に、使用している加速度センサおよび本計測システムの精度およびセンサの取り付け方法を確認するため、実験室レベルおよび既存構造物の現地において、検証実験を行った結果を示している。最後に、本無線システムの主なメリットである「省力化」を説明するため、実際に行った計測実験の実施人数および時間をまとめ、一例として建築物に行った計測実験の結果を示している。

第4章では、本無線計測システムを用いて常時微動計測を行い、耐震補強前後の計測実験結果を示している。耐震補強効果の検証手法を確立するため、定性的評価と定量的評価手法から考察する。定性的評価手法とは、1次固有周期、振動リサージュなどの基本振動性状の変化により簡便に耐震補強効果を判断する方法である。その中、固有周期を評価指標とするのは一般的な手法であり、本研究では振動リサージュの変化を評価方法として提案している。定量的評価手法では、常時微動計測により得られたデータをもとに、フィルター処理を行い、提案している解析方法により層剛性を推定し、耐震補強の強度増大効果を検証した。定量評価手法の妥当性を確認するため、他の剛性推定手法の結果も示している。現段階、提案手法により算定された推定剛性の絶対値と設計剛性のバラツキが大きい。本論では、「変化率」を評価指標として使用している。最後に、計測結果と設計値の耐震性能基本指標の関係を検討し、両者の相関により常時微動計測から耐震補強効果を定量評価する可能性を示している。しかし、新たな定量評価手法について、有効的な手法であると確認したが、多くの課題も残している。今後は方法の改善などが重要であると考え。

第5章では、本無線計測システムを用いて土木構造物への適用を行った実験を示している。本研究室は、本無線計測システムを用いて建築物の振動特性を把握しているが、土木構造物への適用は初めての試みであった。その適用性を確認するため、新設高架橋および老朽橋梁の2橋を対象とし、振動特性の把握を行った。新設高架橋は常時微動計測、老朽橋梁は常時微動と実験用大型バスによる交通振動計測を行った。同定した固有振動数や振動モードの有効性は固有値解析結果により確認し、その実験結果を示している。計測実験結果と固有値解析結果を比較し、計測システムの適用性と有効性を確認する。また、計測実験により本振動計測システムを用いて振動モードの抽出手法を構築している。最後は、社会ニーズであるインフラの劣化診断の背景から、本無線計測システムを用いて土木構造物への適用の有効性を確認したうえで、道路橋床版の劣化に着目し、床版劣化検査手法を提案している。具体的には、振動モード、応答加速変化曲線、応答加速度-応答変位関係などの評価指標により床版損傷位置の検知の可能性を示している。一方、損傷程度により検知できない箇所も存在し、検知できる損傷程度の把握は今後の課題として解決すべきと考える。

第6章では、本論文で得られた成果を取りまとめ、今後の課題も併せて示した。



## 1.4 関係論文

### A.論文発表（査読付き）

1. 李亮, 大久保孝昭, 松本慎也, 宮本文穂：無線加速度センサを用いた振動計測システムの老朽橋梁への適用と有効性, 日本コンクリート工学会年次大会論文集, Vol.36, No.2, pp.1309-1314, 2014
2. 李亮, 松本慎也, 大久保孝昭, 米倉亜州夫：常時微動による道路橋床版の振動モードの推定と新設高架橋の初期値計測, 日本コンクリート工学会年次大会論文集, Vol.37, No.1, pp.1837-1842, 2015
3. 李亮, 松本慎也, 大久保孝昭：建築物の耐震補強前後の常時微動の比較計測への無線計測システムの適用実験, 日本建築学会技術報告集, 第22巻, 第51号, pp.435-440, 2016年6月
4. 堀田和宏, 大久保孝昭, 毛利聡, 李亮, 横田裕司：外壁複合改修構工法における既存躯体貫通ひび割れ部のアンカーピンによる部分補修の効果, 日本建築学会技術報告集, 第21巻, 第49号, pp.907-912, 2015年（参考論文, 本論文には含まない）
5. 毛利聡, 大久保孝昭, 李亮, 横田裕司：粘着型防水紙の活用による木造ラスモルタル外壁の品質向上の検討, 日本建築学会構造系論文集, 81 (721), pp.415-423, 2016年3月（参考論文, 本論文には含まない）
6. Liang Li, Shinya Matsumoto, Takaaki Ohkubo, and Minami Hidaka: An Empirical Study on the Effectiveness of Seismic Retrofitting Based on Wireless, International Conference on the Regeneration and Conservation of Concrete Structures, CD-ROM, R1-14, pp.1-8, 2015, Nagasaki, Japan
7. Liang Li, Takaaki Ohkubo, and Shinya Matsumoto: A Study on the Detection of Bridge Slab Deterioration Using a Wireless Vibration Measurement System, The Third Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Structures, 2015, Antalya, Turkey
8. Liang Li, Takaaki Ohkubo, Atsushi Teramoto, and Shinya Matsumoto: Application of Ambient Vibration Tests on an Existing School Building to Evaluate the Effectiveness of Retrofitting, Civil Engineering and Urban Planning IV, CRC Press, pp.367-371, 2016, (DOI: 10.1201/b19880-70)

### B.口頭発表（筆頭者が口頭発表者）

1. 李亮, 大久保孝昭, 松本慎也：無線加速度センサを活用した耐震補強・補修工事の検査技術に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 2012(材料施工), pp.1177～1178, 2012.9
2. 李亮, 大久保孝昭, 松本慎也：RC造校舎の耐震補強工事前後の常時微動データの変化に関する一実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 2013（材料施工）, pp.821～822, 2013.8
3. 蘇振東, 大久保孝昭, 李亮, 根本央希：新規防水紙を用いたラスモルタル壁の地震時の脱落安全性に関する実験, 日本建築学会中国支部研究報告集, Vol.36, pp.1-4, 2013.3
4. 李亮, 大久保孝昭, 松本慎也：無線加速度センサーを用いた建物補強効果の検証に

- 関する実験，日本建築学会中国支部研究報告集，Vol.36，pp.53-56，2013.3
5. 毛利聡，大久保孝昭，堀田和宏，李亮，横田裕司：外壁複合改修構工法における躯体コンクリート貫通ひび割れ部の部分補修効果 その1 ピンの埋め込みによる効果，日本建築学会大会学術講演梗概集 2014（材料施工），pp.1333～1334，2014.9
  6. 堀田和宏，毛利聡，大久保孝昭，李亮，横田裕司：外壁複合改修構工法における躯体コンクリート貫通ひび割れ部の部分補修効果 その2 紫外線硬化型 FRP による効果，日本建築学会大会学術講演梗概集 2014（材料施工），pp.1335～1336，2014.9
  7. 李亮，大久保孝昭，松本慎也，日高みなみ：無線加速度センサを活用した制振補強効果の検証に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 2014（材料施工），pp.1347～1348，2014.9
  8. 李亮，大久保孝昭，松本慎也：常時微動と強震観測データに基いた建築物の耐震補強効果の検証に関する実験，日本建築学会中国支部研究報告集，Vol.37，pp.21-24，2014.3
  9. 米井亨，李亮，大久保孝昭，日高みなみ：無線加速度センサを活用したひび割れ補修効果確認手法の簡易化，日本建築学会中国支部研究報告集，Vol.37，pp.29-32，2014.3
  10. 李亮，大久保孝昭，松本慎也，松浦辰彦，佐藤大輔：粘弾性ダンパー設置による鉄骨造建築物の振動性状変化を検討するための無線加速度計測システムの適用実験，第14回日本地震工学シンポジウム，pp.2251-2260，2014.12
  11. 李亮，柴戸啓太，寺本篤史，大久保孝昭，荒木秀夫，今本啓一，楠浩一：広島県旧陸軍被服支廠倉庫の経年劣化調査と診断結果の報告 その3 常時微動計測結果，日本建築学会大会学術講演梗概集 2015（材料施工），pp.409～410，2015.9
  12. 柴戸啓太，李亮，寺本篤史，大久保孝昭，荒木秀夫，今本啓一，楠浩一：広島県旧陸軍被服支廠倉庫の経年劣化調査と診断結果の報告 その4 衝撃加振による振動計測結果，日本建築学会大会学術講演梗概集 2015（材料施工），pp.411～412，2015.9
  13. 小林光佑，大久保孝昭，李亮，寺本篤史：振動計測に基づくサイディング外装材の劣化診断技術の確立に関する基礎研究，日本建築学会大会学術講演梗概集 2015（材料施工），pp.369～370，2015.9
  14. 李亮，柴戸啓太，寺本篤史，大久保孝昭，荒木秀夫，今本啓一，楠浩一：広島旧陸軍被服支廠の耐震対策に関する振動測定実験，日本建築学会中国支部研究報告集，Vol.38，pp.61-64，2015.3
  15. 小林光佑，大久保孝昭，李亮，寺本篤史，柴戸啓太，眞倉翔：振動計測に基づくサイディング外装材劣化診断手法の確立に関する基礎研究，日本建築学会中国支部研究報告集，Vol.38，pp.57-60，2015.3
  16. 柴戸啓太，李亮，大久保孝昭，寺本篤史，松本慎也，太田善輝：無線加速度センサを活用した既存建築物の振動特性の把握，日本建築学会大会学術講演梗概集（印刷中）
  17. 李亮，山本浩司，柴戸啓太，西谷章，寺本篤史，大久保孝昭，泉徳秀，江尻憲泰，伊藤佑治：加速度センサーを用いた PCa 造トールゲートの点検手法に関する研究，その4 計測された加速度による基礎的検討，（印刷中）
  18. 小林光佑，大久保孝昭，李亮，寺本篤史，柴戸啓太：振動計測に基づくサイディン

- グ材の劣化診断手法の確立に関する基礎研究，日本建築学会中国支部研究報告集，Vol.39，pp.13-16，2016.3
19. 柴戸啓太，李亮，大久保孝昭，寺本篤史，横川健一郎，松本慎也：無線加速度センサを活用した既存建築物の振動特性の把握，日本建築学会中国支部研究報告集，Vol.39，pp.29-32，2016.3
20. 李亮，大久保孝昭，柴戸啓太，寺本篤史，横川健一郎：無線振動計測システムの計測精度検証実験，日本建築学会中国支部研究報告集，Vol.39，pp.33-36，2016.3

C.その他

1. 李亮:無線 MEMS 加速度センサを用いた既存構造物の診断技術の確立に関する基礎的研究，広島大学大学院工学研究科建築学専攻，修士論文，2013 年 8 月，指導教官 大久保孝昭

## 参考文献

- 1.1) 理科年表プレミアム (2013 年度) : 世界地震分布図 ( $M \geq 4.0$ , 深さ 100km 以上), (2016.4.11 確認),  
[http://www.rikanenpyo.jp/member/?module=Member&action=Contents&page=1\\_cGEx21x1995\\_2013\\_1&p=Contents%26page%3DMS1catE%3AE%5EContents%26page%3D1\\_cGEx21x1995\\_2013\\_1%3Aco](http://www.rikanenpyo.jp/member/?module=Member&action=Contents&page=1_cGEx21x1995_2013_1&p=Contents%26page%3DMS1catE%3AE%5EContents%26page%3D1_cGEx21x1995_2013_1%3Aco)
- 1.2) 大宮喜文, 奥田泰雄, 喜々津仁密, 古賀純子, 勅使川原正臣, 福山洋, 遊佐秀逸 : 建築防災 (建築学の基礎 7), 共立出版社, pp.17, 2005.10
- 1.3) 地震情報サイト JIS : 世界の震源分布とプレート, 世界全体に占める日本の災害発生割合 (2016.4.11 確認), <http://j-jis.com/data/plate.shtml>
- 1.4) 建築復興支援センター ((社) 福島県建築士事務所協会・(社) 日本建築士事務所協会連合会) : 東日本大震災における耐震改修済と未改修建築物の被災状況調査研究報告書, 2011.12
- 1.5) 岡田恒男 : 独立行政法人建築研究所講演会 特別講演「我が国の耐震工学の歩みと展望」, 建築防災, pp.5, 2012.7
- 1.6) 耐震ネット (大成建設) : 耐震診断と耐震補強を考える (2016.4.12 確認), [http://www.taisn-net.com/solution/online\\_seminer/sindanhokyou/](http://www.taisn-net.com/solution/online_seminer/sindanhokyou/)
- 1.7) (一財) 日本建築防災協会 : 2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説, 2001
- 1.8) 伯野元彦 : 姉歯元建築士の功罪, 日本地震工学論文集, 第 7 巻, 第 4 号 (特集号), pp.2~4, 2007
- 1.9) John Fisher: Fatigue and Fracture in Steel Bridges, John Wiley & Sons, 1993.4
- 1.10) 西川和廣 : 道路橋の寿命と維持管理, 土木学会論文集, No.501/1-29, pp.1-10, 1994.10
- 1.11) 東・中・西日本高速道路株式会社 : 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会 報告書平成 26 年 1 月 22 日 (2016.4.18 確認), <http://www.e-nexco.co.jp/pressroom/committee/pdfs/140122/04.pdf#search=%27%E4%BE%9B%E7%94%A8%E5%B9%B4%E6%95%B0%E5%88%A5%E7%B4%AF%E7%A9%8D%E6%9B%B4%E6%96%B0%E7%8E%87+%E6%A9%8B%E6%A2%81+%E5%BB%BA%E8%A8%AD%E7%9C%81%27>
- 1.12) 三木千壽 : 橋梁の疲労と破壊「事例から学ぶ」, 2012
- 1.13) F. Moses: Weigh in Motion System Using Instrumented Bridges, ASCE, Vol.105, No.TE3, pp.223-249, 1979
- 1.14) 山口亮太, 伊藤裕一, 三木千壽, 市川篤司 : 社会的な損失を考慮した道路橋のライフサイクルコスト評価の試み, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.983-989, 2001.3
- 1.15) 松井繁之 : 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 2007.10
- 1.16) 松井繁之 : 「道路の老朽化対策の本格実施に関する提言」(国交省社会新整備審議会)の完全実行の期待, 駒井ハルテック技報, 特別寄稿, Vol.4, pp.2-3, 2014
- 1.17) D. Matthew Stuart, P.E., S.E., F.ASCE, F.SEI, SECB, MgtEng: Concrete Deterioration, PDHonline Course S155 (1 PDH), 2013
- 1.18) Zenonas Kamaitis: DAMAGE TO CONCRETE BRIDGES DUE TO REINFORCEMENT CORROSION, PART I. SITE INVESTIGATIONS, TRANSPOR, Vol. XVII, No.4, pp.137-142,

2002

- 1.19)河原崎徳之, 下条誠, 西原主計, 吉留忠史: センシング入門, pp.2, 2007
- 1.20)山本鎮男: ヘルスモニタリング-機械・プラント・建築・土木構造物・医療の健全性監視, 共立出版株式会社, 1999
- 1.21) K.A. Peterson, S.N. Pakzad, S.G. Shahidi, S.M. Barbachyn, and Y.C. Kurama: Advanced Sensing Techniques for Damage Detection in Reinforced Concrete Structures, Structures Congress 2014, pp.2777-2788, 2014
- 1.22) S.D. Glaser, H. Li, M.L. Wang, J.P. Ou, and J. Lynch: Sensor technology innovation for the advancement of structural health monitoring: a strategic program of US-China research for the next decade, Smart Structures and Systems, Vol.3, No.2, pp.221-244, 2007
- 1.23) S. Sakaue, K. Murakami, and S. Kitagawa: Structure health monitoring system using MEMS-Applied vibration sensor, FUJI ELECTRIC REVIEW, Vol.60, No.1, pp.54-58, 2014
- 1.24) I. Hiram: New MEMS Sensor process by TSV technology for smaller packaging, ICEP-IAAC 2015 Proceedings, pp.456-459, 2015

## 第2章 既往の研究

### 2.1 概説

前章に示したように、建築物および土木構造物の健全性を把握するのは現段階では最も重要かつ喫緊の課題である。この大きな課題を解決するため、建築・土木分野の数多くの研究機関や企業は人力・財力・時間を掛けて調査・診断方法を構築している。その中、多大な研究成果が多く挙げられて、時間の推移に伴いその有効性も証明されている。また、一部は汎用手法として認定し、幅広く使われている。本章では、建築物の耐震診断・補強方法および道路橋床版の損傷検知手法に関する内容を紹介するとともに、センシング技術の適用を示している。

既存建築物の耐震補強方法は補強目的に応じて様々な手法が提案されている。しかし、補強方法の有効性・補強量を確認するのは、この補強要素単体（例えば、補強柱・鉄骨ブレース）の実験データや構造解析結果によって評価するのがほとんどである。同様な補強方法は違う振動特性を持っている建築物へ使用される時に、必ず同じ補強効果を得るとは考えにくい。ちなみに、補強要素と既存建築物の「相性」を把握するのが必要であると考ええる。このことは、病院で心臓を変える手術と同じで、「最強」より「最適」の方が一番良いと思われる。しかし、残念なことに、現段階では構造計算に依存しているのが現状である。構造計算により耐震性向上効果を確認するのが一般であるが、既存建築物の実状（新築の建築物とは異なり耐震性能を持っている）、施工精度などの因子を考えたうえで評価するのが適切である。振動計測実験により建築物の振動特性を把握する手法が用いられることが多いが、耐震補強効果の検証への適用に関する研究は十分とは言えない。特に、単体建築物ごとの計測事例が多く挙げられたが、各事例により評価手法の構築が少ない。この原因は、蓄積データが少ないとともに、有線計測の不便性とも考えられる。

道路橋構造物の床版の損傷検知や損傷度評価方法は多く提案されている。しかし、一部の手法は研究から実用まで、課題が残している。現在、目視検査はまた主流となっており、赤外線法なども使用方法として国土交通省が認めている。特に、「人」に変わり「ロボット」を使用した点検手法の開発が盛んに行なわれている。どちらも、床版の使用性・安全性面から考えると、振動を起こすなどの点検手法より非破壊・微破壊点検手法の開発は必要である。非破壊点検方法は、レーザー法、赤外線法、磁気法など多く存在しているが、本章では、これらの手法の特徴などを簡単に紹介する。

本研究の無線振動計測により耐震補強効果の評価手法および土木構造物床版の劣化検知手法について、今までの研究は各計測事例による各建築物や床版の振動性状を把握することである。本論は、行った各実験をもとに、個例により「共性」を導出し、その「共性」により評価手法・検知方法を確立することを紹介する。



## 2.2 建築物の耐震診断・耐震補強技術

### 2.2.1 現行耐震診断技術

現行の中低層既存鉄筋（鉄骨鉄筋）コンクリート造建築物の耐震性判定方法は（一財）日本建築防災協会により出版された耐震診断・耐震改修設計指針のもとに施行している。近年、長周期地震動による被害を着目や予想し、研究と対策の確立を行っている。よって、建築物の終局耐震性能を評価する限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴応答解析などを使用して既存建築物の耐震性を評価する手法も多く存在している。本研究では、常時微動レベルで耐震補強効果を検証する手法を提案するために学校施設などを計測対象として実験を行っているため、（一財）日本建築防災協会の耐震性判定方法を紹介する。また、この指針の耐震補強効果の評価方法は耐震補強前後に構造計算により耐震性能を算定することである。診断判定基準は建物用途により耐震指標  $I_s$  値が異なり、一般的公営住宅は  $I_s \geq 0.6$ 、学校施設は  $I_s \geq 0.7$  かつ強度指標  $CTU \cdot SD \geq 0.3$ （鉄骨の場合  $q \geq 1.0$ ）とされている。以下に前述の診断・改修指針<sup>2.1)</sup>により判定指標値の  $I_s$ 、 $CTU \cdot SD$  及び  $q$  値の定義を示す。

$I_s$  (Seismic Index of Structure) 値とは耐震指標の略称である。 $(I_s = E0 \times SD \times T)$

$E0$ ：保有性能基本指標（建物が保有している基本的な耐震性能を表す指標）

$E0 = C$ （強度の指標） $\times F$ （粘り強さの指標）

$SD$ ：形状指標（平面・立面形状の非整形性を考慮する指標）

$SD$  形状指標は1次診断時に建物平面形状と立面形状及び隣接建物の影響があるが、2次及び3次診断は偏心率と剛性率とも考慮される。

$T$  値：経年指標（経年劣化を考慮する指標）

経年指標の算定は、主に建設年数、現地調査目視よりのひび割れ、鉄筋露出などの劣化とコア調査の中性化の集計から算定した。ただ、現地調査は認識できないひび割れ、外装材から調査できない箇所などの原因により、 $T$  指標の算定の精度が疑問あると考えられ、技術者の経験を頼って決定するのは多いと思われる。

以上の算定式から算定した  $I_s$  値と  $CTU \cdot SD$  値 ( $q$  値) と判定指標値比較し、以下の判定基準から耐震性能を評価される。

◇  $I_s < 0.3$  または  $q < 0.5$ ：地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が高い。

◇  $0.3 \leq I_s < 0.6$  または  $0.5 \leq q < 1.0$ ：地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性がある。

◇  $I_s \geq 0.6$  かつ  $q \geq 1.0$ ：地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が低い。

上述の判定基準の目標値  $I_s \geq 0.6$  とは、過去の地震被害経験により導き出されているものであり、0.6 を超えると中破以上の被害が生じる可能性が低いと言われる<sup>2.2)</sup>。耐震診断方法は、第1次診断、第2次診断および第3次診断の3種類がある。そのうち、第1次診断法は主に柱壁量をチェックする方法であり、簡便手法として使われている。第2次診断法鉛直構造部材の確認であり、主に柱・壁の強度と靱性を把握し、耐震性能を判定する。第3次診断法は梁を考慮し、終局時のメカニズムを考えうえで耐震性を判定する。第3次診断法は保有耐力計算方法とほぼ同じ程度のレベルで終局耐力を計算する方法である。建物の耐震診断は、建物の健康診断である、基本的に既存設計図書に基づき行われる。現

地調査により，既存図書との整合性や経年劣化の度合いを確認し，耐震性能の評価や耐震補強計画に反映させる。一方，目視検査について，現地調査結果の精度が低く，当時設計図書の紛失，特に設計図書のない建物の診断コストなど，いろいろな問題が存在しているのが現状であるとする。

### 2.2.2 耐震補強技術

本論の耐震補強に関しては，構造体の耐震性能を向上させる強度補強型と靱性補強型および強度・靱性補強型である。制振・免振などの地震応答の低減や，地震による損傷軽減の方法を言及しない。図2.1に耐震補強の概念を示す。既存コンクリート造建築物の耐震性能が要求性能より低い場合，耐震補強が必要となる。想定地震に対して建物各階が保有する耐震性能を高める方法として，強度を高める強度補強，変形性能を高める靱性補強，その両者の併用を補強，それぞれの手法によって耐震補強を施したものである。補強後の建物の各階の耐震性能について，いずれの場合も必要な耐震性能を保有し，想定地震に対して安全になったと確保する必要がある。日本とメキシコなどの国は同図に示している方針で様々な補強方法を使用し既存建築物の耐震補強を実施している。

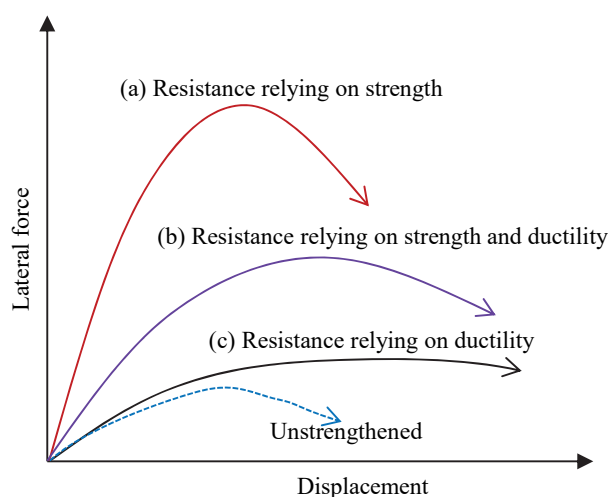


図 2.1 耐震補強概念図<sup>2.3)</sup>

耐震補強方法の特徴について，強度補強型は，新たな構造体の増設による建物の剛性，耐力の増大である。靱性補強型は，既存部材脆性の解除や既存部材に補強材の取り付けにより，耐力増大よりも靱性の向上を目的とする。一方，靱性を改善するとともに建物の層間変形が大きくなり，非構造部材や家具などの変形を考えるうえで設計・補強するのが重要である。表2.1に耐震補強工法の種類の例を示す。表に示すような強度補強型と靱性補強型補強工法について，「在来工法」と「認定工法」ともに分かれている。在来工法は従来から使っている耐震補強方法であり，特別の設計・施工方法がいないのが一般である。認定方法について，日本国内に多くの企業や研究所が工法を開発し，認定機関から認定を受けた工法である。例えば，柱を補強するSRF工法<sup>2.5)</sup>，鋼板内蔵のピタコラム工法<sup>2.6)</sup>など。居ながら耐震補強工事を行い，騒音や工期などの面から在来工法の方より認定工法の方が良いとも言われている。しかし，認定工法は専門業者しか施工できず，工事



表 2.1 耐震補強工法<sup>2.4)</sup>

補強型	補強工法	具体例
① 強度補強型	打ち壁の増設 鉄骨枠組み補強 外付け鉄骨補強 架構の増設  その他の強度補強	増設壁（新設）、増し打ち壁、開口閉塞、袖壁補強 鉄骨ブレース、鋼板壁 外付け鉄骨ブレース、外付け鋼棒ブレースなど コア構造の増設、メガ架構の増設、バットレスの増設、 フレーム増設 格子型ブロック耐震壁、PCa パネル壁、PCa ブレース、 アンボンドブレース
② 靱性補強型	RC 巻き立て補強 鋼板補強 連続繊維補強 外部鋼棒巻き補強 鋼板および連続繊維 シート併用巻き	溶接金網、溶接フープ 角型鋼板（柱）、円管（柱）、平板（壁、梁） シート貼り、成形板 ネジ節鉄筋、PC 鋼棒 薄肉鋼板および連続繊維シート

費が高い欠点もある。1966 年の十勝沖地震後の耐震補強建物 157 棟の補強方法を調査した結果は、耐震壁の増設は 85%を超えている、柱補強や壁の増設と補強がほとんどである<sup>2.7)</sup>。1985 年メキシコ地震の発生に伴い 114 棟コンクリート造建物の耐震補強調査は、柱の補強（Column jacketing）と耐震壁の設置が多く見られた<sup>2.8)</sup>。一方、増設地震抵抗要素（耐震壁など）や既存鉛直支持要素（柱・壁）の増打ちなどの強度増大方法について、耐震補強設計の適合性、耐震補強工事の精度により設計通り 100%の補強効果を発揮できるとは疑問がある。よって、構造計算の補助手法として強度増大型耐震補強効果の検証手法の開発が必要であると考ええる。

### 2.2.3 センシング技術の適用（建築分野）

技術者の判断の補助手段として、センサなどの計測機器を用いてのセンシング技術を建築分野への適用に関する研究が活発化している。日本国内では、震災後建物の角度を計測して損傷の進行をモニタリングするセンサの開発<sup>2.9)</sup>、無線ネットワークを用いた構造ヘルスモニタリングシステムの開発<sup>2.10)</sup>など、耐震性能の評価手法としてモニタリング技術の様々な応用方法を提案された<sup>2.11)</sup>。海外でも建築物の健全性評価手段としてセンサ技術の開発が多く行っている<sup>2.12)</sup>。そこで、震災発生前後、耐震補強前後や経年劣化などの「前-後」の振動性状の変化から健全性や耐震性を評価するのが一般的である。また、単体事例に関する実験が多く見られたが、確立した手法は十分とは言えない。特に、耐震補強工事の評価方法に関して、海外でも各事例として挙げられたが<sup>例えば 2.13, 2.14)</sup>、適用できる有効的な評価手法が少ないのが現状と判断している。

## 2.3 道路橋床版の劣化検知方法

### 2.3.1 非破壊点検手法

RC床版の劣化点検手法について、目視点検が最も汎用されている手法と考える。日本国内では5年に一回の頻度で近接目視点検を行い、点検結果を記録し健全性を評価する。一方、目視点検では人力・財力・時間を要することが問題であり、特に5年に一回の点検では、技術者の確保が必要となる。また、目視点検は技術者の目と経験により結論を出すため、技術者の知識・経験により点検の精度は人によりバラツキが生じる。また、床版の構造形式は従来の単純的なコンクリート造より合成床版などの特殊構造に発展しているのが多く見られ、目視で点検できず、目で見えない内部損傷などの検知が必要である。よって、RC床版の損傷や健全性評価手法として、目視点検よりほかの有効的な検知・評価方法の開発が必要である。

そこで、構造体に損傷を与えずに点検できるような非破壊・微破壊検査方法が多く提案されている。非破壊検査とは、物を壊さずにその内部のきずや表面のきずあるいは劣化の状況を調べ出す検査技術のことである<sup>2.15)</sup>。特に近年、日本国内の人口減少と高齢化問題による、国土交通省が「人」に代わる「点検ロボット」の開発が主導されている。以下に、代表的な非破壊・微破壊検査方法について概説する。

#### ① 赤外線法

赤外線サーモグラフィカメラ使用して、タイル等の剥離部と健全部の熱伝導率による温度差を計測、外壁面から放射される赤外線画像（熱画像）と可視画像から劣化状況を診断する<sup>2.16)</sup>。この手法の信頼性が高い、検査コストが低い点の特徴であるが、調査精度はカメラの画素数に依存し、また、調査対象を日射などで熱を与えることが必要である。

#### ② 超音波法

対象断面を挟み込むように探触子を配置して超音波を透過させ、その伝播速度や周波数分布を健全部と比較することにより空隙などの内部欠陥の有無を検出する手法である<sup>2.17)</sup>。この手法は測定表面の状態により影響を受ける、検査時間がかかる問題がある。

#### ③ AE (Acoustic Emission) 法

アコースティックエミッション(AE)は、「材料が変形したりき裂が発生したりする際に、材料が内部に蓄えていたひずみエネルギーを弾性波として放出する現象」と定義されている。この弾性波を材料の表面に設置した変換子すなわちAEセンサで検出し、信号処理を行うことにより材料の破壊過程を評価する手法がアコースティックエミッション(AE)法である<sup>2.18)</sup>。AE法を利用して構造物の変形、欠陥などを観測する技術として重要な手段である。一方、AE源、伝播および変換子などの特性の定量化および標準化などの問題点も従来から挙げられた<sup>2.19)</sup>。

#### ④ 衝撃弾性波法

衝撃弾性波法とは、計測対象表面を打撃し、対象躯体中を伝搬することにより発生する波動を受信センサなどで受信する方法である。この方法は検査精度が良く、容易に実施できる。しかし、計測対象表面が不平坦の場合が計測困難であり、計測時間が要するのは問題である。

以上に示した方法以外に、放射線法、電磁波レーダー法などの検査方法が存在している。どの方法においても、長所と短所があるため、計測対象、計測目的などを把握するうえで手法を選択することが必要である。近年、トンネルの落下事故、床版コンクリート剥落事

故が多発し、5年に一回の点検より、長期的に或いは定期的にモニタリングする手法も挙げられている。

### 2.3.2 モニタリング技術の適用（土木分野）

センシング技術の迅速的な発展による、点検周期を「待つ」より積極的にモニタリングすることの実現ができています。その中、計測機器を構造物に設置して直接計測する事例<sup>2.20)</sup>と通過交通を利用し評価する研究事例<sup>2.21)</sup>が見られた。図2.2にモニタリング技術の特徴を示す。センサ技術の発展により計測精度を確保するうえで、安いセンサやカメラが多く開発されている。よって、センサなどの計測機器を計測対象に設置したうえで長期モニタリングすることが可能である。

## 1. モニタリング技術の特徴

●社会インフラにおけるモニタリング技術の活用に向けた取組として収集した31事例を、特徴ごとに分類すると以下の通り。

### (1) 計測形態

#### ① 固定型

センサーやカメラ等を構造物に設置した上で監視  
⇒常時監視

【事例数】26/31



#### ② 移動型

センサーやカメラ等を設置した移動体（車両等）を用いて監視  
⇒定期監視

【事例数】5/31



### (2) 計測対象

#### ① 構造物自体の監視

構造物自体の変位や異常を監視  
⇒a.センサー等の測定結果（変位、加速度等）から構造物の状況を推測（健全度等の診断）  
⇒b.センサー等の測定結果から異常の有無を直接判断（斜面崩壊、落橋等）

【事例数】30/31



#### ② 外力（使用状況）の監視

構造物に影響を与える可能性のある外力（例：大型車の通行量）を監視  
⇒構造物の使用状況を監視

【事例数】1/31



特殊車両の通行状況など

図2.2 モニタリング技術の特徴<sup>2.22)</sup>

## 参考文献

- 2.1) (一財) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説，2001
- 2.2) Wikipedia：耐震診断（2016.5.20 確認），  
<http://ja.wikipedia.org/wiki/%E8%80%90%E9%9C%87%E8%A8%BA%E6%96%AD>
- 2.3) G. P. George and G. P. Gregory: Concrete Buildings in seismic Regions, CRC Press, pp.707, 2014
- 2.4) 耐震補強研究会：図解 RC 造建物の耐震補強，pp.7-8，株式会社オーム社，2008，5
- 2.5) 構造品質保証研究所：SRF 工法（2016.5.20 確認），[http://www.sqa.co.jp/srf/srf\\_index.html](http://www.sqa.co.jp/srf/srf_index.html)
- 2.6) ピタコラム工法協会：ピタコラム工法（2016.5.20 確認），  
<http://www.pita-kyoukai.jp/kouhou/kouhou1.html>
- 2.7) T. Endo et al.: Practices of seismic retrofit of existing concrete structures in japan, Proceedings of the 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA, I, pp.469-476, 1984
- 2.8) J. Aguilar, H. Juarez, R. Ortega and J. Iglesias: The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Statistics of Damage and of Retrofitting Techniques in Reinforced Concrete Buildings Affected by the 1985 Earthquake, Earthquake spectra, Vol.5, No.1, pp.145-152, 1989
- 2.9) 鈴木崇伸，堀宗朗，壁谷澤寿海：ジャイロセンサーによる構造物の耐震性能モニタリング，応用力学論文集，Vol.6，pp.747～754，2003.8
- 2.10) 圓幸史朗，池ヶ谷靖，中村充，柳瀬高仁：スマートセンサと無線ネットワークを用いた構造ヘルスモニタリングシステムの開発，日本地震工学論文集，第7巻，第6号，pp.17～30，2007
- 2.11) 濱本卓司：建築物の耐震性能評価のためのモニタリング技術，計測と制御，第46巻，第8号，pp.605～611，2007.8
- 2.12) S.D. Glaser, H. Li, M.L. Wang, J.P. Wang and J. Lynch: Sensor technology innovation for the advancement of structural health monitoring: a strategic program of US-China research for next decade, Smart Structures and Systems, Vol. 3, No.2, pp.221-244, 2007
- 2.13) Davide Roia, Fabrizio Gara, Alessandro Balducci and Luigino Dezi: Ambient vibration tests on a reinforced concrete school building before and after retrofitting works with external steel "dissipative towers", Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2014, Porto, Portugal, pp.2509-2516, 2014.7
- 2.14) Paul Michelis, Costas Papadimitriou, Grigoris K. Karaiskos, Dimitra-Christina Papadioti and Clemente Fuggini: Seismic and vibration tests for assessing the effectiveness of GFRP for retrofitting masonry structures, Smart Structures and Systems, Vol. 9, No.3, pp.207-230, 2012
- 2.15) 一般社団法人 日本非破壊検査協会：非破壊検査とは（2016.5.23 確認），  
<http://www.jsndi.jp/aboutus/aboutus02.html>
- 2.16) 株式会社 建防メイセイ：赤外線外壁劣化調査，赤外線法とは（2016.5.23 確認），  
<http://www.kenbou.co.jp/contents/svc0303.html>
- 2.17) 株式会社 国際建設技術研究所：超音波法（2016.5.23 確認），  
<http://www.kokusai-se.co.jp/technology/technology04.html>
- 2.18) 株式会社 日本フィジカルアコースティクス：アコースティックエミッション（AE）

- の基礎知識と技術情報 (2016.5.23 確認),  
[http://www.pacjapan.com/pacjapan\\_ae%20information.html](http://www.pacjapan.com/pacjapan_ae%20information.html)
- 2.19) 山口楠雄：構造物破壊挙動等の計測のための AE 利用, 生産研究 特集, 第 32 巻, 第 3 号, pp.109-114, 1980.3
- 2.20) 川谷充郎, 金哲佑, 尾崎隆弥, 利波立秋, 塚本昌彦, 藤田直生, 南靖彦：橋梁振動モニタリングのための MEMS 無線センサノード開発と実橋適用性検討, 応用力学論文集, Vol.13, pp.1009-1016, 2010.8
- 2.21) 宮本文穂, 江本久雄, 矢部明人：路線バスを利用した中小橋梁モニタリングシステムの検証実験, 山口大学工学部研究報告, Vol.66, No.2, pp.1 (15) -20 (34), 2015
- 2.22) 国土交通省：モニタリングの現状と課題 (2016.5.23 確認),  
<http://www.mlit.go.jp/common/001016261.pdf>



## 第3章 本研究で用いた無線計測システム

### 3.1 無線計測システムの概要

本章では、本研究で使用した無線加速度センサおよび計測・解析システムの概要を示す。本システムは広島大学・建築材料学研究室が産学連携センターにおいて民間企業と共同開発したものである。開発経緯および開発段階のシステム検証実験、本無線計測システムを用いて東広島市内に建つ建物の実証実験に関する結果は本研究室の成果としてまとめられた<sup>3.1, 3.2)</sup>。図 3.1 に計測に用いた無線振動計測システムを示す。共同開発した無線計測システムはデータロガーと無線発信ユニットを有しており、市販の各種振動センサ（ピックアップ）との接続が可能である。受信側（計測ソフト搭載 PC）と送信側（発信ユニット）の配線は不要なので、建築物の使用障害や道路施設・橋梁の振動計測が車両の通行規制なく計測可能という点が大きな特長といえる。また、同時に開発した計測・解析ソフトは、計測現場において波形データのリアルタイム解析やその後の保存データ分析においてデータの変換は不要であり、解析の精度の向上に役立つものと考えられる。

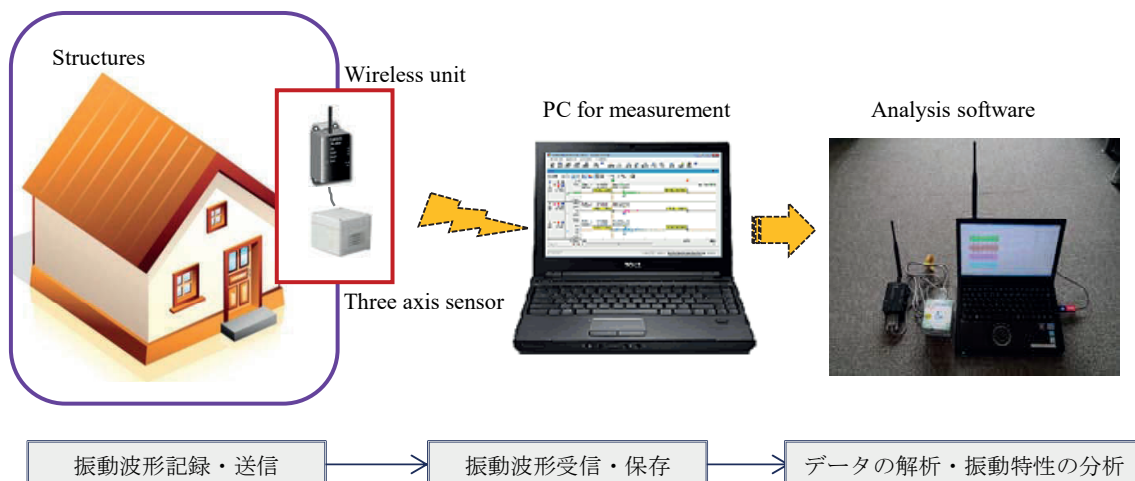


図 3.1 無線振動計測システム

表 3.1 に使用している無線計測システムの仕様を示す。本論の計測では上図に示すようなサーボ型 MEMS3 軸加速度センサを接続し、構造物の常時微動から  $\pm 3000\text{gal}$  まで、幅広い振動特性を把握することが可能な計測システムとした。ノイズレベルは  $300\text{ngrms}/\sqrt{\text{Hz}}$ 、分解能は 24bit (100, 200sps 時)、サンプリング精度  $\pm 1\text{ppm}@25^\circ\text{C}$  となっており、高性能・高精度に測定できる。なお、無線通信距離は Bluetooth を用いて最大 100m 程度、同時に 7 台 ( $\times 3$  成分の計 21 チャンネル) の加速度センサを接続できる仕様で計測実験を行った。また、設置場所は自由なので、障害物がある通信にくい場所を位置調整しながら、測定範囲内にどこでも設置できる。

表 3.1 無線計測システムの仕様<sup>3.3)</sup>

項目	仕様
外形寸法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・センサユニット：75(W)×80(L)×57(H) mm</li> <li>・ワイヤレス信号処理ユニット：58(W)×111(L)×39(H) mm</li> </ul>
重量	<ul style="list-style-type: none"> <li>・センサユニット：500g</li> <li>・ワイヤレス信号処理ユニット：300g</li> </ul>
測定可能範囲	±3000gal
サンプリング周波数	100sps, 200sps, 500sps, 1ksps, 2ksps
サンプリング精度	±1ppm@25℃（超高精度 TCXO）
分解能	24bit(100, 200sps 時)
検出軸	3 軸，同時 AD 変換 AC/DC サンプリング
電源	本体充電式，又は USB アダプタ
記録容量	制御 PC に保存
無線通信	Bluetooth Class1, USB
時間同期	可
振動トリガー	不可
測定方向	鉛直 1 軸及び水平 2 軸
使用温度範囲	−20～60℃，結露なきこと
定時計測	不可

図 3.2 に共同研究で開発した計測・解析ソフトの操作画面を示す。3 方向同時に加速度波形を記録し，得られた応答加速度データを積分・2 回積分することにより応答速度・応答変位波形も変換できる。また，解析対象や目的に応じてデジタルフィルター機能により不要なノイズや振動成分を除去し，速度波形・変位波形はより精度良く解析することができる。画面上のカーソル位置や選択範囲に連動してフーリエ解析により固有周期（固有振動数）の処理結果を表示できる。特に，常時微動において，測定区間中のノイズを回避して解析範囲を自由に設定できる。応答加速度から角度へ変換できることにより地震時構造物の回転やずれなどの検査は容易にできる。計測相当震度により地震時の計測対象構造物の相当震度を簡単に把握できる。本システムの最大特徴として，リサージュ機能を用いて計測点の座標入力により応答加速度の振動モードを簡単に表示できる。この機能により計測対象構造物の各次モードを容易に同定できることにより構造物の振動性状の把握と健全性評価技術の確立にとって大きな進歩と考えられる。

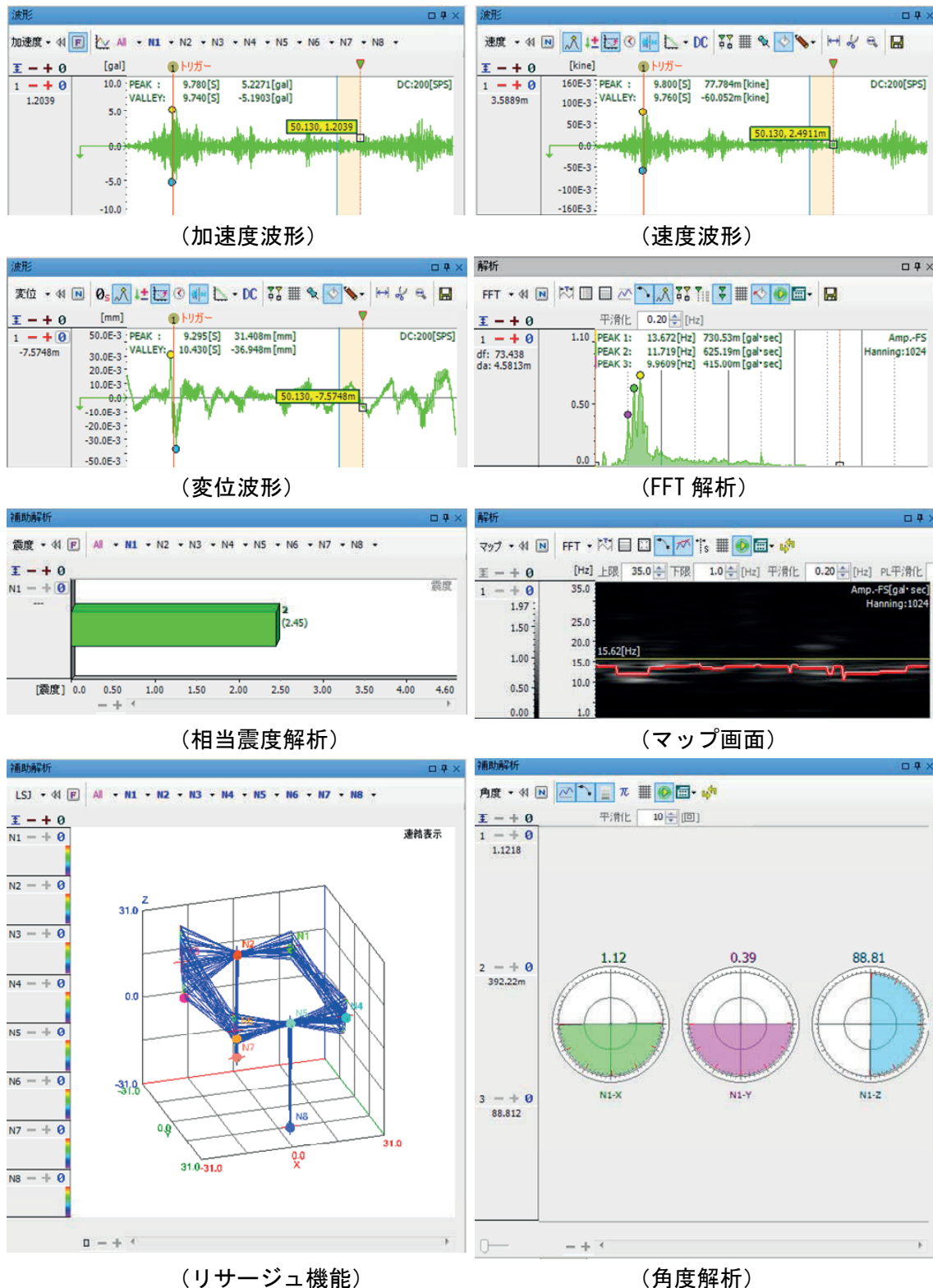


図 3.2 無線振動計測システムの計測・解析機能



### 3.2 無線振動計測システムの特徴

本無線振動計測システムの最大特徴としては「無線」である。そこで、従来の有線式と比べると、設置位置の制約の解除、計測時間の節約、配線に手間がかからないメリットがある。図3.3に従来有線式と本無線振動計測システムの計測イメージの比較を示す。実際の建築物において、使用中に計測実験を行うための配線作業は使用者の生活動線を影響し、長時間の設置準備を確保するのが困難である。また、波形収録は主にデータロガーを使用するため、接続ミスなどが生じやすい問題が起こる。無線振動計測システムを用いる場合では、配線作業は不要なので、現場作業人図の削減、計測準備時間の短縮が実現できる。また、手軽に設置・計測できるため、計測対象構造物の設置場所の制限が少ないと考えられ、より合理的な場所にセンサを設置できる。

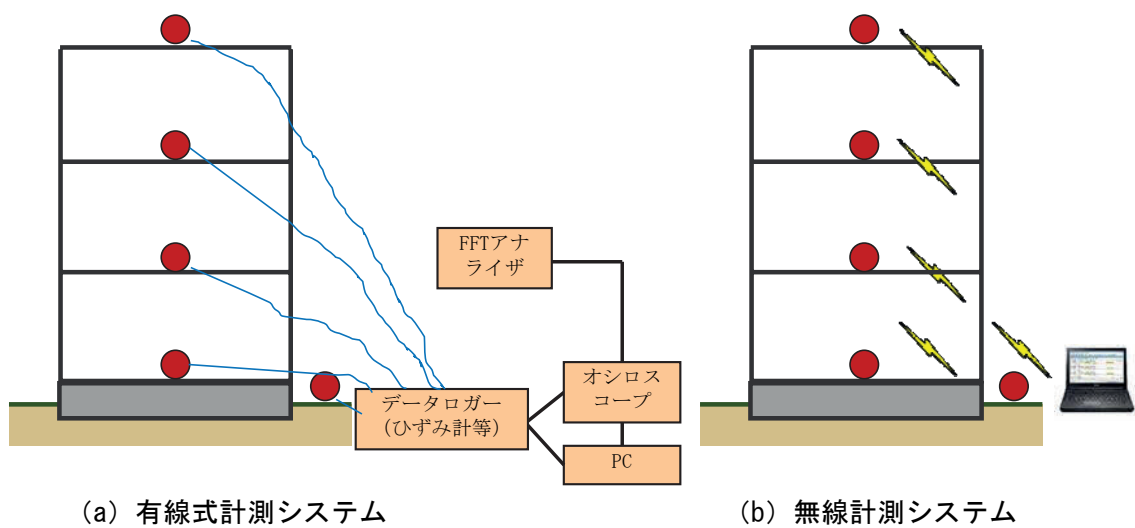


図3.3 有線式と無線計測システムの計測イメージ

本論の建築物への計測実験については、短時間での設置・計測が可能となり、例えば、学校建築物の耐震補強効果検証実験において、工事の休憩中や放課後に行うことが可能であった。土木構造物の床版の計測実験では、道路橋床版下面の点検通路などを利用して床版の振動性状を計測したため、交通遮断することが発生しなかった。無線計測システムの利便性を説明するため、本無線計測システムを用いた建築物への振動計測実験の作業時間（測定時間を含まず）を一例として図3.4に示す。多くの建築物において、3～5人の実験グループで設置作業開始から計測準備完了までの時間は、通信障害がない場合はほぼ30分程度の準備時間ができた。しかし、同図に示すように、一部の建築物においては無線の遮蔽物が多く、ある階のBluetoothの通信が良くなかったため、アンテナの配置に工夫を要したため、60分ほどで設置が完了したことも生じた。ただし、従来の有線式のシステムと比べると配線は不要なので、設置場所の制限も無く、計測時間や労力が節約できることは十分に検証できたものと考えている。また、土木構造物床版の計測実験では、建築物への計測実験より通信性が良くて準備時間がもっと短かった。一方、本論に行った土木構造物への計測実験では、主に下面の点検通路を利用するため、作業の安全性を確保するように点検通路上での移動時間が要した。

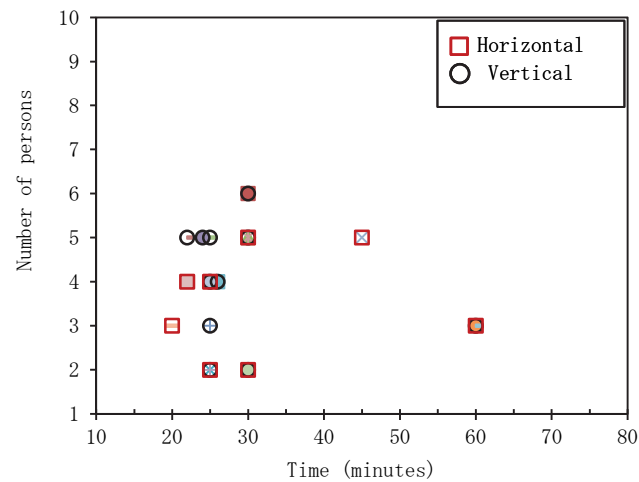


図 3.4 本システムを用いた振動実験の所要時間

本無線振動計測システムの利便性に対し、行った計測実験中に発生した問題点も挙げられる。まずは無線計測で Bluetooth 通信距離により制限が生じた。本システムは Class1 を使用するため、最大 100m で通信できる。また、時刻同期の制限も発生し、本システムでは加速度センサ 7 台（3 方向＝21 チャンネル）までしか時刻同期が行えない。よって、高層建物を計測する場合は、計測システムの進化や計測方法の改善が必要である。杉本らは基準点を設け多点移動法を提案し高層建物の振動特性を評価している<sup>3,4)</sup>。通信性能を確保するため、センサ設置位置の選択が必要である。鉛直構造体（柱・壁）の近傍を設置するのは一番望ましいと思われるが、現地状況により廊下や階段などの開放区間を利用して計測するケースも多かった。なお、本論の内容の範囲ではないが、福岡市内の 8 階建てのショッピングセンター（2 棟）でも階段室を利用して 1 階から 8 階までの設置を 40 分で準備を行っており、Bluetooth による計測が可能であった。

### 3.3 計測精度検証実験

センシング技術の急激な発展に伴い動特性に着目した構造物の性能評価が盛んに検討されるようになってきた。センサなどの計測機器の開発や実用実験は多くの民間企業や大学が精力的に行い、有用な研究成果が挙げられている<sup>3.5, 3.6)</sup>。一方、各種センサを用いて振動計測及び解析に関する明確な基準はほぼないと言える。計測精度や振動特性手法抽出の正確性のバラツキが生じやすく、測定結果は専門知識レベルが高い技術者が判断する必要がある。各種計測方法及び計測機器を合理的に開発し、評価基準を確立するのは重要である。しかし、そこまでは多大な研究成果のまとめと時間が必要と考える。

本節では、本研究に使用している無線システムを用いて実験室レベル及び実建築物へ適用し、計測及び解析方法の検証を目的と実施した結果を述べる。具体的には、無線加速度センサの精度、センサの取付け方法、計測により得られた加速度データから建物の変形を評価する手法の確認を行った。使用している加速度センサの精度を確認するため、同じ振動条件で他の市販センサの比較実験を実施した。計測方法と分析方法について、本研究の建築分野の計測対象として中低層建築物において計測では、主に常時微動計測を実施しており、下記の方法で計測・解析を行っている。

センサはコンクリート表面に強力両面テープを使用して固定する方法を基本としている。水平及び鉛直方向の振動特性を同定するため、センサは鉛直方向及び平面配列で設置するケースが主であり、サンプリング周波数 100Hz とし、各ケースにおいて 5～10 分間の計測を行っている。なお、常時微動計測から得られたデータを 50%オーバーラップさせ 10.24 秒の小区間に切り出し、さらに、バンド幅 0.2Hz の Parzen Window 処理により平滑化を行う。固有周期は、フーリエスペクトル比のピーク周期とする。なお、フーリエスペクトル比は、各階床のフーリエスペクトルを地盤で除したものである。窓関数は Rectangular Window（矩形窓）を使用する。推定される固有振動数に基づいて、フィルター機能とリサージュ機能を使用し、加速度のリサージュを 3 次元に視覚化し、フィルター幅は固有振動数 $\pm 0.1$ Hz としている。建築物において、層間変形は剛性評価の重要な指標であり、計測により直接得られた応答加速度データを適切なフィルターで処理し、層間変形の推定手法に関する考察を行っている。以上の計測設定、センサの設置、計測目的に応じて解析手法の妥当性を確認するため、実験室レベルにおいて検証実験を行った。

#### ① 使用センサ精度の確認

本研究に使用している加速度センサの性能を確認するため、他の市販品との比較実験を行った。なお、システムの開発段階において、無線式と有線式振動計測システムの比較は既に実施している<sup>3.1)</sup>。本検証実験は、無線加速度センサの性能を確認するため、小型加振器を用いて加振実験を行い、得られた応答加速度及び応答加速度により換算した変位波形を比較した。振動台は永久磁石式 1 軸方向振動機であり、デジタル入力制御することができる。**写真 3.1**に水平方向振動台の上に各センサを両面テープで設置した状態を示す。比較対象は本無線計測システムを使用しているセンサ A、試作品センサ B 及び日本企業で開発したセンサ・ユニット一体型センサ C とする。計測方法として、加振方向の加速度を捉えるため、入力周波数を 1Hz～20Hz、各加振時間を 20sec の条件で加振した。一例として、**図 3.5**に応答加速度波形、**図 3.6**にハイパスフィルター 0.2Hz を処理した後の変位波形を示す。同図において、(a) は低周波 1.0Hz、(b) は高周波 10.0Hz の結果を示されている。

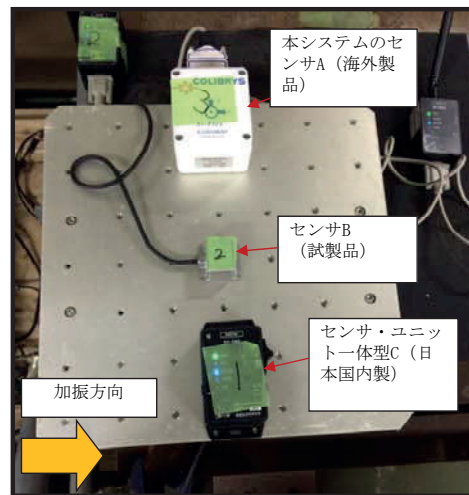
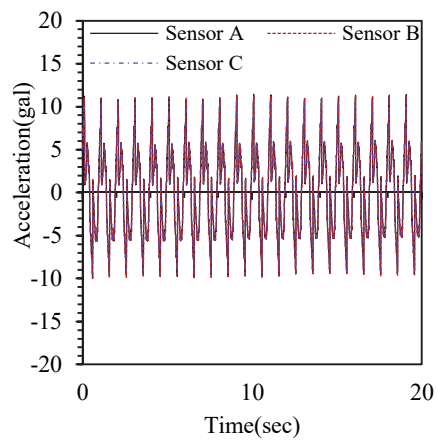
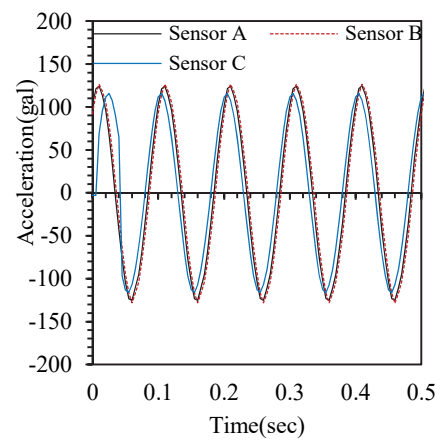


写真 3.1 各種センサの設置状況

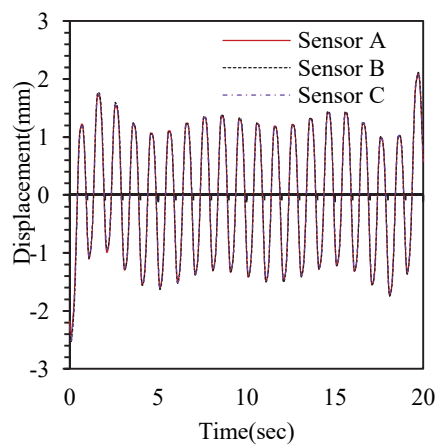


(a) 20sec 間加速度波形 (1.0Hz)

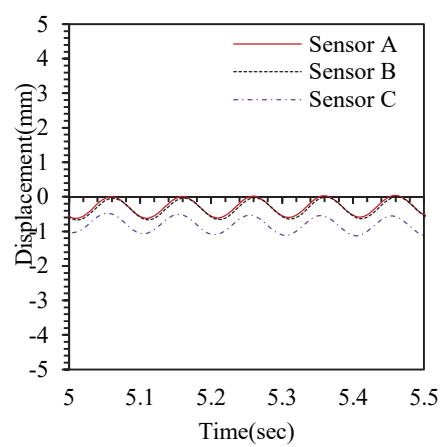


(b) 20sec 間加速度波形 (10.0Hz)

図 3.5 応答加速度波形図



(a) 20sec 間変位波形 (1.0Hz)



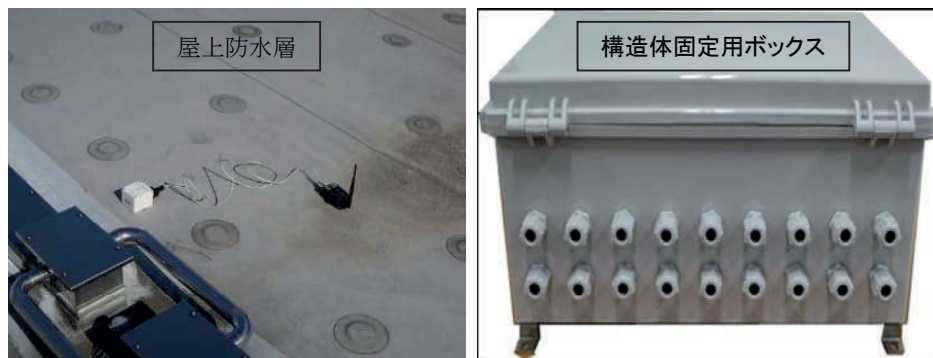
(b) 0.5sec 間変位波形 (10.0Hz)

図 3.6 変位波形図

周波数 1.0Hz として入力した時、加速度センサ A, B, C は完全に同じ応答波形が認められたが、10.0Hz として入力した時、一体型センサ C は A, B より応答加速度が小さく、波形は少々ずれていることが見られた。同様に、変位波形図によると、低周波の 1.0Hz は同じ変位波形、高周波の 10.0Hz はセンサ C の変位波形がずれていることが分かった。今回はハイパスフィルター 0.2Hz を採用したが、測定対象および目的に応じて設定する必要があると考える。センサ A と B の一致は確認できたが、センサ C により得られた波形の絶対値は A・B とほぼ同様であり、データ変換方式の違いから波形のずれが現れた。今回、静電容量型 MEMS 加速度センサの超低周波域の検討及び改善、長周期地震測定の可能性を確認しなかったが、今後の課題として検討する必要がある。

## ② センサの取り付け方法の検討

センサの感度や周波数特性は、測定対象への取り付け方法や取付け面の状況によって大きく影響を受ける。ISO5348 による振動ピックアップの取り付け方法と加速度出力の関係が参考として示されている<sup>3.7, 3.8)</sup>。建築物の振動特性を同定するため、地震が発生する時の応答を記録するのは理想的方法であるが、地震発生する時間が予測できないため、長期モニタリングは一般的な手法と考える。本研究では、主に常時微動・交通振動による振動特性の同定手法を使用している。センサは強力両面テープによって、計測対象の構造体へ取付けることを基本としている。取付け方法の妥当性を確認するため、実構造物において比較実験を行った。写真 3.2 にセンサの取り付け状況を示す。



(a) 両面テープ取り付け

(b) ボルト固定用ボックス

写真 3.2 計測機器の固定状況

なお、常時微動測定に関しては測定環境の影響が大きいため、本論では応答加速度レベルの大きさにより周波数特性のみ着目した。図 3.7 に対象建築物のフーリエスペクトルを示す。2.73Hz は確認された対象建築物の 1 次固有振動数となり、ボルトで固定と強力両面テープで取付ける方法は同じ位置に卓越していることが示されている。よって、両面テープを使用し、常時微動などの微小振動領域において、建物の周波数特性を把握することができる。



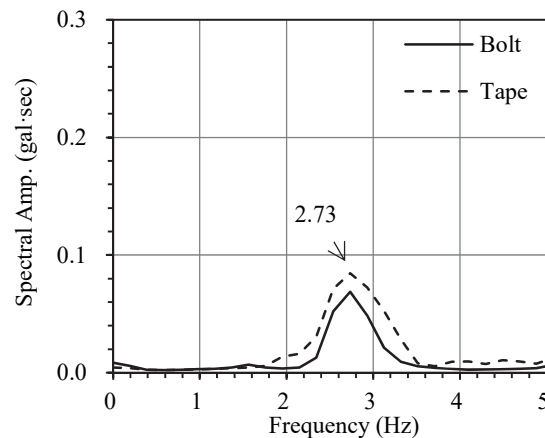
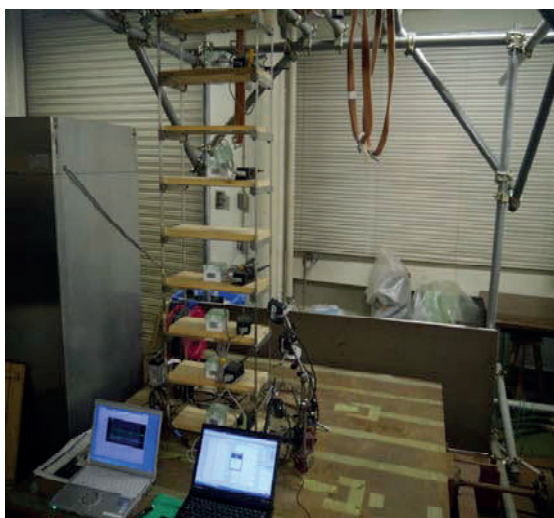


図 3.7 両面テープとボルト固定で得られたフーリエスペクトル図

## ③ 振動特性の同定

固有周期（周波数）は構造物の振動性状を把握するため重要な指標であり，建築物の層間変形を同定するのは耐震性・安全性の判定として必要である。本実験では，無線加速度センサにより得られた固有周期及び層間変形を確認した。計測対象は写真 3.3 に示すような 8 階骨組構造物模型を用いた，右側に模型の仕様を示す。構造物模型は各階の高さ約 170mm，全 8 階，床面は木板を使用し両面テープで周辺梁と固定した。桁行方向の梁は鋼板を使用した，梁間方向の振動を抵抗するため，鋼板と鋼管の組み合わせ二重構造とした。なお，今回は桁行方向のみ検討した。また，ロッキング振動を励起しないように，1 階床は全面的に重量大きい鋼板で柱脚を固定した。層間変形同定手法の妥当性を確認するため，写真 3.3 に示すように，2 階～4 階床面の水平方向にレーザ変位計を設置した。

同定した振動特性の妥当性を確認するため，固有値解析を行った。表 3.2 に振動計測と固有値解析により得られた固有周期の比較，図 3.8 に振動モードの比較を示す。表 3.2 によると，常時微動計測と固有値解析により得られた 1 次，2 次，3 次固有周期はほぼ同じ値が見られた。その周期に応じて振動モードを抽出した。図 3.8 によると，1 次モードはほ

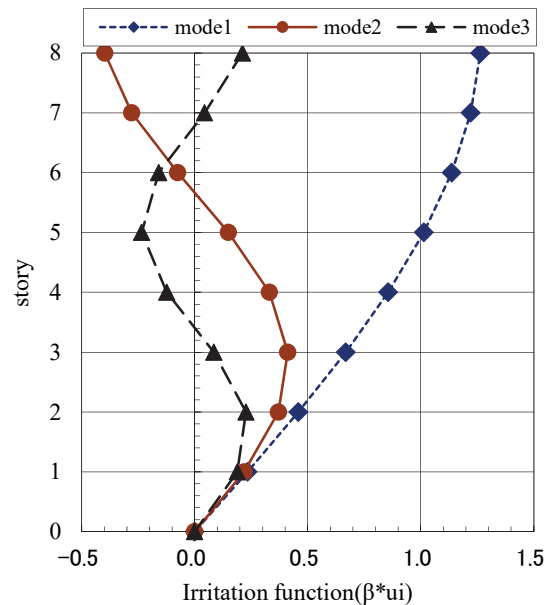


項目	概要
構造形式	鉄骨造
高さ	170mm×8階
柱 (B×t)	鋼板 20mm×2mm
梁 桁行	鋼板 20mm×2mm
梁間	鋼板+鋼管
床	木製板（強力両面テープで固定）

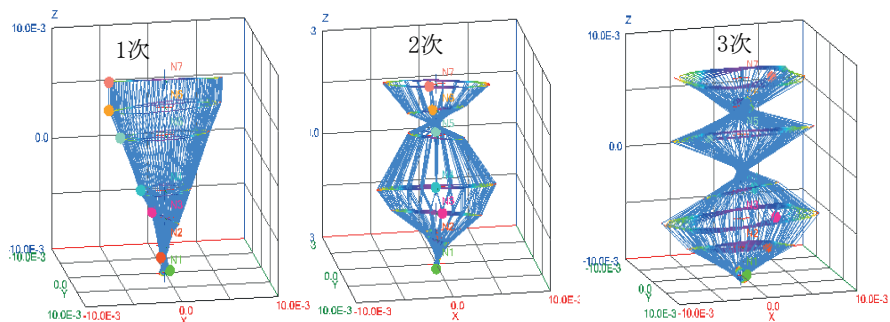
写真 3.3 使用模型の様子および仕様

表 3.2 振動計測と固有値解析の比較

解析方法	固有周期 (sec)		
	1 次	2 次	3 次
振動計測	0.788	0.238	0.135
固有値解析	0.769	0.259	0.159



(a) 固有値解析結果



(b) 振動計測結果

図 3.8 同定した振動モード図の比較

ば直線分布, 2 次はほぼ 6 階位置に節が現れて, 3 次はほぼ 3 階と 7 階位置に節が確認されて, 振動計測と固有値解析はほぼ同じ振動モード形状が得られた。よって, 本無線計測システムを用いて構造物へ適用できると考えられ, 計測値の有効性も確認された。

層間変位の比較では, 人力加振後の振動波形を記録し解析を行った。振動計測とは, 応答加速度を記録し, 2 回積分で変位を算定した。なお, 算定時にハイパスフィルター 0.2Hz を採用した。レーザ変位計は加振後の変位を測定し, 3F と 2F の変位差を算定した。図 3.9 に加振後の 3F と 2F の層間変位を示す。レーザ変位計により得られた層間変位と本無線計

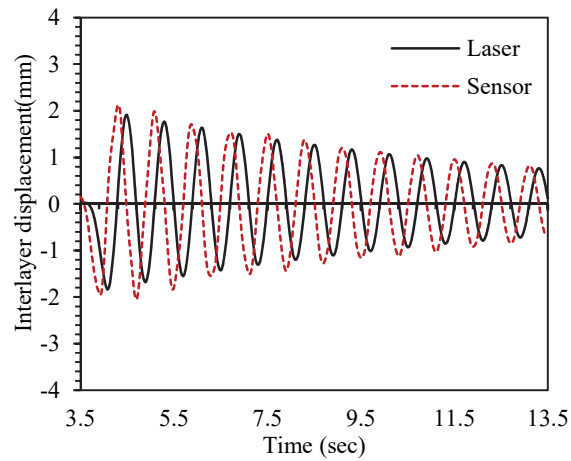


図 3.9 人力加振後の層間変位 (3F-2F)

測システムを用いて換算した結果はほぼ同じ値及び形状と見られた。しかし、加速度により変位を換算する時、時刻のずれが生じるおよび振動計測と変位計測の開始時間の差により層間変位の波形は多少前後ずれていることも確認された。

以上によると、本無線システムの有効性を検証するため、使用しているセンサ、センサの取付け方法、模型を使って振動特性同定精度の考察を行った結果、本システムを用いて構造物の振動測定へ適用できることが確認できた。ただし、位相の関係から本システムでは複数個所の計測を行う時、使用する加速度センサは1種類とすることが必要である。



#### 参考文献

- 3.1) 神野貴紀：建築物のモニタリング技術のための無線センサー活用に関する研究，広島大学工学部第四類建築学課程卒業論文，2006.2
- 3.2) 大月亮介：無線加速度センサを活用した建築物の診断技術の開発に関する研究，広島大学工学部第四類建築学課程卒業論文，2010.2
- 3.3) アルニック有限会社：RSnetwork Series hardware，（2016.5.10 確認），  
<http://alnic.jp/RShard.html>
- 3.4) 杉本浩一，岡田敬一，白石理人，森井雄史：多点移動常時微動計測と伝達関数再構築による高層建物の振動特性評価，清水建設研究報告，第91号，pp.37～45，2014.1
- 3.5) 坂上智，矢尾博信，鈴木健：MEMS 応用感振センサと構造ヘルスマニタリング，富士時報，Vol.84，No.4，pp.269（43）-273（47），2011
- 3.6) 下井信浩，西條雅博：ピエゾケーブルを用いた橋梁の振動特性モニタリングセンサ，計測自動制御学会論文集，Vol.49，No.2，pp.316-318，2013
- 3.7) 城戸健一：ディジタル信号入門，丸善出版社，1985
- 3.8) 日本建築学会：環境振動・固定音の測定技術マニュアル，1999

## 第4章 建築物の耐震補強効果の評価への適用

### 4.1 はじめに

近年、日本国内や海外で多々生じている地震活動から、ますます地震災害への対応が重要になってきている。特に、日本は世界の中でも地震多発国の一つであり、既存建築物への地震対策が人命に関する重大なことである。日本国内の既存建築物に関する現行の耐震診断では、専門家が設計図面をもとに基本的な静的調査を行い、耐震診断基準<sup>4.1)</sup>によって耐震性を評価するのが一般的な手法である。この静的診断法では、調査不可能な部分や建物内部の目に見えない損傷による耐震性能の減点評価が困難である。したがって、建物の劣化状況をよりよく把握し、耐震診断および耐震補強設計の妥当性や補強工事の品質を客観的に評価できる方法の確立が必要と考える。耐震診断法の高度化を目指すため、(一財)日本建築防災協会では検討委員会を設置し、現行耐震診断手法の限界と問題点を指摘し、その解決方法の一つとして、動的解析手法に言及している<sup>4.2)</sup>。

このような状況のもと、建築物全体の振動特性を調査し、この振動特性から耐震性を推定する動的耐震診断手法の開発も行われるようになってきている。特に木造建築物に対して、常時微動および加振方法によって耐震性を判定する多くの研究方法が精力的に行われている<sup>4.3)・4.4)</sup>。しかし、コンクリート系建築物において、建物全体を振動させるのは困難である。そこで、常時微動を用いて耐震補強工事前後の振動特性を比較することや地震発生時の挙動を計測して、耐震補強前後の振動特性の変化から補強効果を評価する方法が検討されている<sup>4.5)</sup>。一方、多くの研究手法は建築物の耐震補強前後の固有周期の変化に着目しているが、耐震補強設計や補強工事の精度に関するより詳細な検討が必要である。

本研究は前者の常時微動測定方法による手法を対象としており、地震を待たずに微動から得られた固有周期、振動リサージュおよび変形性状によって建築物を評価することを目標とするものである。本研究では、無線振動計測を用いて、様々な構造物に適用しながらシステムと診断技術の合理化を図るために計測実績を重ねてきた。この一環として、本無線計測システムを用いて耐震補強前後の既存建築物に対し、常時微動計測によって得られた振動特性値を用いて耐震補強前後の比較を行った。耐震補強工事前後の計測で得られた結果をもとに、固有周期および振動リサージュの変化から定性的評価手法を提案した。振動リサージュにより耐震補強効果を評価する方法は本研究の無線振動計測システムを用いて新たな提案手法である。また、耐震補強に伴う剛性の変化の検討を行い、定量的評価手法の確立を試した。本研究では、常時微動計測の「応答-変形」関係により層剛性を推定する手法を提案し、耐震補強前後の層剛性の変化率により耐震補強効果を定量的に評価した。その結果、耐震補強前後の振動性状の変化の評価に関する知見と今後の課題が得られたので、本章に示す。

## 4.2 検討方法

本研究では、計測現場において、対象建物の使用に支障を生じさせないように、学校の場合は昼休み時間など利用し、短時間で計測可能という無線計測のメリットを活用して計測を行った。また、中高層の建築物において、無線信号を正常に繋げるため、階段や廊下を利用し、柱の近傍に設置した。振動モードおよび各階の推定剛性を把握するため、センサは主に屋上や上部階に平面的な配置と階高方向に沿って直線配置として設置した。本研究で提案している耐震補強効果の検証手法を図4.1に示す。定性的評価手法とは、設計資料を参考に耐震補強要素の増加に伴い建物の固有周期の変化、偏心の改善による振動モードの変化、改修前後固有振動リサージュの応答大きさの変化に着目する手法である。定量的評価手法は、常時微動より得られたデータをもとに、建物の耐震補強前後の各階層剛性を推定して設計資料の設計剛性と比較することとした。近年、大地震時に非構造部材の変形を抑制するように、単純に靱性向上型補強の方より強度向上型や両者の融合型補強の方が主流となっている。よって、本研究の定量評価手法は層剛性の変化率を評価指標として提案し、設計剛性の変化率との比較を行った。

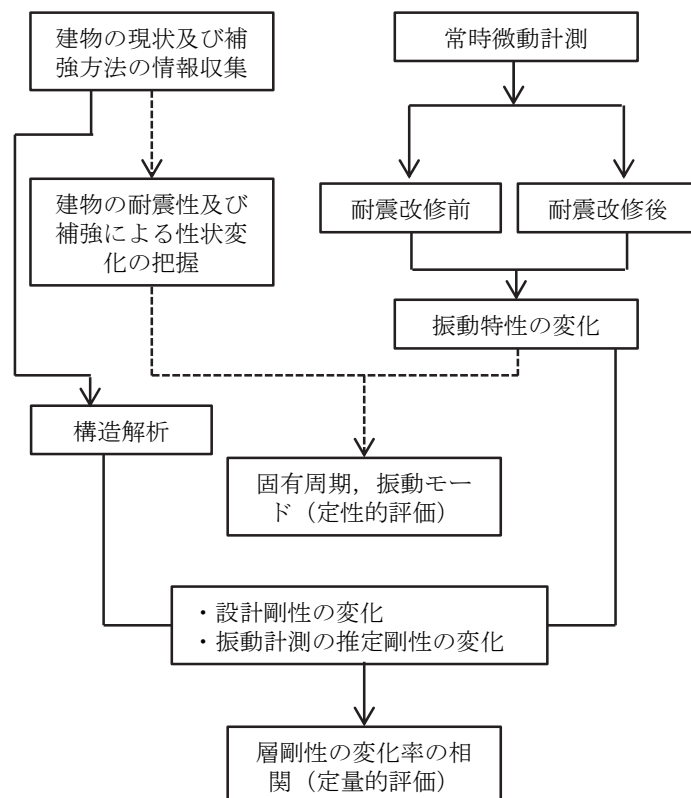


図 4.1 提案した耐震補強効果の検証方法

本研究では、常時微動計測データを用いて耐震補強効果を評価する目的としているが、計測データの精度も重要であると考え。特に常時微動計測において、周囲環境（風、衝撃、交通など）による影響が大きいため、耐震補強前後の計測に周囲環境の差を考慮して検討することが必要であり、推定結果と振幅依存性に関することは今後の課題として解決すべきであると考え。現段階では、振動計測の生データを全体的に考察し、常時微動の安定性を確保するため、不安定振動区間を確認してそれを除いて解析する。図4.2に計測データの解析区間を示す。計測区間中、振動ノイズと見られるデータを除去し、安定的な常時微動区間を採用して解析する。固有周期については、全体の平均値から算定されるため、ノイズにより支配しにくいと考えられるので、全体の振動データから求めた。しかし、本研究の振動モードの抽出手法について、瞬時の小区間の振動モードしか表現できないため、安定区間のデータを採用する必要がある。また、剛性などの推定について、フィルターの処理により1次振動モード時の振動特性値を同定する。

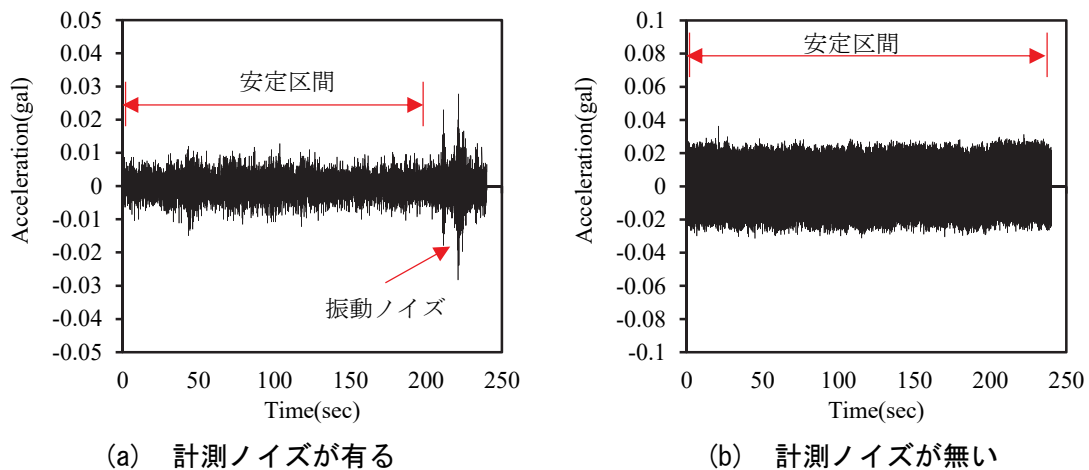


図4.2 計測データの解析区間の選用法

## 4.3 計測建物の概要

表4.1に本研究の計測対象建物の概要を示す。旧耐震基準の建物（昭和56年以前の建築確認）は、平成7年の阪神・淡路大震災時に大きな被害が発生し、多くの建物が破壊した

表4.1 対象建築物の概要

対象建物		A棟	B棟	C棟
用途		中学校校舎	高等学校校舎	大学校舎
竣工年		1972年	1968年	1981年
構造種別		鉄筋コンクリート造	鉄筋コンクリート造	鉄骨鉄筋コンクリート造
階数		3階（一部地下階あり）	2階	地上8階（地下1階）
基礎形式		独立基礎	直接基礎	杭基礎
構造形式	桁行方向	純ラーメン	耐震壁付ラーメン	耐震壁付ラーメン
	梁間方向	耐震壁付ラーメン	耐震壁付ラーメン	耐震壁付ラーメン
耐震補強方法	桁行方向	鉄骨ブレース、スリット	外付フレーム、鉄骨ブレース	炭素繊維巻き補強
	（目的）	（強度増大、靱性改善）	（強度増大）	（靱性改善）
	梁間方向	増設壁	炭素繊維巻き補強	増設壁、既存壁の増打
	（目的）	（強度増大）	（靱性改善）	（強度増大）
対象建物		D棟	E棟	F棟
用途		事務所	小学校校舎	小学校校舎
竣工年		不明	1980年	1970年
構造種別		鉄骨造	鉄筋コンクリート造	鉄筋コンクリート造
階数		4階	3階	地上3階
基礎形式		杭基礎	直接基礎	杭基礎
構造形式	桁行方向	純ラーメン	純ラーメン	純ラーメン
	梁間方向	純ラーメン	耐震壁付ラーメン	耐震壁付ラーメン
耐震補強方法	桁行方向	制振ダンパー	鉄骨ブレース	鉄骨ブレース、スリット
	（目的）	（強度増大、変形制御）	（強度増大）	（強度増大、靱性改善）
	梁間方向	制振ダンパー	補強なし	補強なし
	（目的）	（強度増大、変形制御）	－	－
対象建物		G棟	H棟	I棟
用途		小学校校舎	屋内運動場	小学校校舎
竣工年		1980年	1973年	1979年
構造種別		鉄筋コンクリート造	鉄筋コンクリート造	鉄筋コンクリート造
階数		3階	2階	4階
基礎形式		不明	不明	不明
構造形式	桁行方向	純ラーメン	耐震壁付ラーメン	純ラーメン
	梁間方向	耐震壁付ラーメン	耐震壁付ラーメン	耐震壁付ラーメン
耐震補強方法	桁行方向	繊維巻き補強、スリット	補強なし	鉄骨ブレース
	（目的）	（靱性改善）	－	（強度増大）
	梁間方向	増設壁	水平トラス	補強なし
	（目的）	（強度増大）	（水平力伝達の補強）	－

ことが確認された。そこで、旧耐震基準をもとに建設された建築物の耐震性が不十分と認識され、1981年に耐震基準が大きく改正され、「新耐震基準」が施行された。そこで、本研究では、9棟の建物を対象とし、耐震補強工事前後において振動計測を行い、耐震補強効果の検証実験を行った。A, B, E, F, G, I 棟は2～4階建て鉄筋コンクリート造の学校校舎、C 棟は地上8階、地下1階の鉄骨鉄筋コンクリート造大学校舎である。D 棟は鉄骨造4階建ての事務所建築物、H 棟は主架構が鉄筋コンクリート造、屋根は軽量鉄骨造の屋内運動場である。構造形式は、校舎類建物において桁行方向（長辺方向）は純ラーメンや耐震壁付きラーメン、梁間方向は耐震壁付きラーメン構造である。また、桁行方向の耐震壁はほぼ階段室に建設されており、地震力はほぼ柱に負担していると考ええる。梁間方向は耐震壁が多く設置されており、耐震壁は主な耐震要素と考える。D 棟以外はすべて新耐震前の建築物であり、表4.2の耐震性能指標値によると、補強前は耐震性能指標（ $I_s$ ,  $q$  値）の目標値より下回っていることが分かった。同表に各建物の最小値を示しているが、設計資料が不完全であるため、一部建物の耐震性能指標値は不明となっている。しかし、どの建物においても、耐震補強により耐震性能が改善され、目標値を満足していると考えられる。

表4.2 対象建築物の耐震性能指標値

建物	方向	最小 $I_s$ 値		最小 $q$ 値	
		補強前	補強後	補強前	補強後
A 棟	桁行方向	0.32	0.72	1.23	2.74
	梁間方向	0.65	0.70	1.66	1.69
B 棟	桁行方向	0.31	0.77	1.11	2.70
	梁間方向	0.50	0.86	1.77	3.04
C 棟	桁行方向	0.25	0.70	1.18	1.48
	梁間方向	0.56	0.74	1.67	2.13
D 棟	桁行・梁間方向	不明			
E 棟	桁行・梁間方向	0.54	－	1.11	－
F 棟	桁行・梁間方向	不明			
G 棟	桁行・梁間方向	0.26	－	0.88	－
H 棟	桁行・梁間方向	0.25	－	0.29	－
I 棟	桁行・梁間方向	0.24	－	0.77	－

G, H, I 棟の耐震補強前後の振動計測は2011年度前に完了したため、本論では計測より得られたデータをもとに再解析しまとめた結果を示す。A～F 棟の耐震補強工事及びその後の計測は2015年度までに全部行われた。校舎棟の耐震補強方法については、桁行方向に鉄骨ブレースや外付けブレースにより強度増大、極脆性柱の耐震スリットの設置や既存柱の炭素繊維巻き補強により靱性改善がなされた。梁間方向は、耐震壁の増設や既存壁の増打ちにより強度増大型の補強を行い、脆性破壊する恐れがある柱に桁行方向と同様に脆性改善の補強を行った。写真4.1に対象建物の補強イメージを示す。耐震スリットおよび柱の炭素繊維巻き補強により建物の振動特性の変化の影響は小さいと考えられ、常時微動レベルで振動計測により同定するのは困難である。一方、耐震壁の増設や増打ち、鉄骨ブレース



スの設置により強度増大型の補強について、建物全体の剛性を増大できるため、振動特性の影響が大きいと考えられる。本研究では、その強度増大型の補強に着目し、常時微動計測より耐震補強効果を検証できるかの考察を行った。大地震発生時、構造体以外非構造部材（天井、家具など）により二次災害が多く見られたため、耐震補強時に建物の変形問題を考慮したうえで実施しているのが現状である。よって、強度増大型補強は、大地震時の耐力の発揮により倒壊しないことと剛性の増大により大きく変形しないのは重要なことと考えられる。本実験対象の建物について、RC 壁や鉄骨ブレースの設置による剛性の増大と耐震スリットの設置による剛性の低下が同時に発生するが、耐震スリットの設置個所が少ない、また、柱より壁やブレースの剛性が高いため、耐震スリットの剛性低下効果を省略する。しかし、耐震補強効果の検証手法として、補強方法や目的に対する区別をして検証するのは重要であり、検証手法の精度を向上するため、耐震スリットを含む検討は今後の課題となる。

D 棟建物について、使用空間を確保するため、大スパンの鉄骨純ラーメン構造が使われている、地震時だけではなく風や微小振動による不安定振動には発生する。許容応力度設計時の許容変形角（1/200）や保有耐力時の最大変形角（約 1/100）が満足されていても、



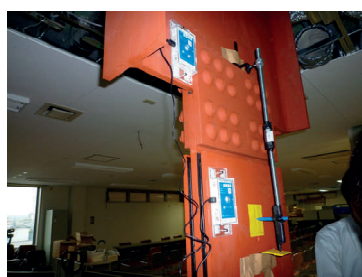
(a) A 棟



(b) B 棟



(c) C 棟



(d) D 棟



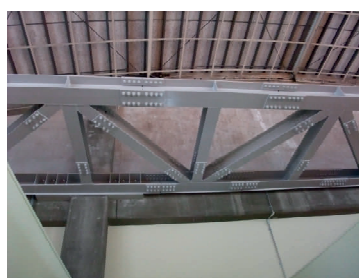
(e) E 棟



(f) F 棟



(g) G 棟



(h) H 棟



(i) I 棟

写真 4.1 対象建物の補強イメージ

微小振動や大地震時の建築物の居住性や外装材などの二次部材の変形追従性には大きな問題が存在している。本建物は、福島県内に建つ4階建ての鉄骨造事務所建築物であり、東北大震災の被害を受けた後に、強風時などにおける居住性および大地震時の構造安全性を確保するために、粘弾性ダンパーを1階から4階まで各方向に取り付けた。採用された粘弾性体（高減衰ゴム）は、大地震時の変形追従性や十分な疲労特性を有し、微小振動及び大地震時に大きな減衰効果が期待できる仕様である。

H棟の屋内運動場について、地震時の水平力負担要素を持っているが、開放区間を維持するため、全体の一体性および水平力の伝達に疑問があると考えられた。そこで、梁間方向の両側に水平トラスを設置し、力の伝達を明確にした。鉄骨トラスの設置により建物の鉛直剛性の影響はあまりないと考えられ、固有周期の影響より振動リサージュの方に注目した。

耐震補強を実施する際に、建物の使用用途の変更に伴い積載荷重の変化、既存部分の撤去や増設架構による重量の増大など耐震補強前後に建物の重量が変化すると考える。しかし、既存架構の支持能力を考えるうえで、重量が大きく変わるのは非現実的であり、耐震補強前後の総重量の変化率は小さいと考えた。よって、本論の定性的評価手法に関するで建物の重量の変化は無視し、定量的評価手法は設計資料をもとに重量変化を考慮したうえで考察することとした。

#### 4.4 計測結果および考察

本節は、対象建築物において、耐震補強前後の常時微動計測から得られたデータを解析し、その結果を報告する。定性的評価手法は、固有周期および振動リサージュの応答の変化より耐震補強効果を確認する。定量的評価手法は、推定剛性の計算手法を考察し、計算剛性と推定剛性の関連性を検討した。

##### 4.4.1 固有周期と1次固有振動リサージュによる評価

###### 4.4.1.1 固有周期（1質点系）

建築物の振動性状は最も簡易な振動モデル「1質点系振動モデル」を縮約し、多層建築物の地震応答性状を等価1自由度系に置換したモデルを用いて評価する方法が良く使われている。近年、高次モードの影響を考慮した方法も提案されている<sup>4,6)</sup>が、多自由度系の固有モードは弾塑性時に弾性時のモードと等しいと仮定している。地震時に局部層が塑性化するような建築物に対して、等価質量や固有周期は変わるため、局部塑性化する建物に対してこの変動を考慮したうえで適切モデル化するのがよいと指摘されている。しかし、常時微動レベルの振動において、建築物は微小弾性変形していると考えられ、1質点系を等価して地震応答性状を評価するのが妥当であると考ええる。

1質点系のモデル化では図4.3に示す多層実建築物の串団子のように重量を1質点に集中させる。通常、建物の床は水平面内剛性が高いとされているので、床の水平変形は一定とし、剛床仮定が成立できると考える。式4.1に1質点系の振動運動方程式を示す。地震時に、地震入力に対して、慣性力・復元力・減衰力が作用して応答される。本論は、常時微動時の応答性状に着目するため、基礎固定系の地上構造部分を対象とし、地盤や地盤と同じレベルの1階床面に対して上部階に出力し、伝達関数より1質点系の固有振動周期を求めた。そして、建物全重量は1点に縮約し、せん断系モデルとして、重量と剛性の関係は式4.2のように簡単に表現できる。また、固有周期の変化を基本指標値として耐震補強の効果を評価する多くの研究事例が発表されている（例えば4.7, 4.8）。

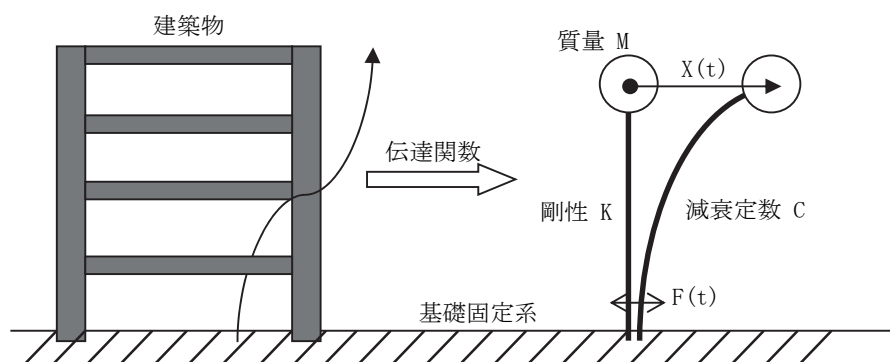


図4.3 1質点系モデル

$$m \cdot \ddot{x} + k \cdot x + c \cdot \dot{x} = F(t) \quad (4.1)$$

$$T = 2\pi\sqrt{m/k} \quad (4.2)$$

耐震補強工事の実施によって建物上部構造の固有周期の変化を把握するため、上部階と1階（基礎固定系）との水平振動スペクトルにおける相加平均から1次振動ピークの値を同定した。伝達関数より得られた耐震補強前後の対象建物の1質点系の1次固有周期は表4.3に示す。

A棟の両方向、B棟の桁行方向、C棟の梁間方向、D棟の両方向、F棟の桁行方向、G棟の梁間方向およびI棟の桁行方向において、補強後は補強前よりも1次固有周期が小さくなっている。これは強度増大型補強によって補強前より補強後の剛性が高くなっているためと考えられる。B棟については、梁間方向の柱炭素繊維巻き補強に伴い固有周期の減少も考えられるが、立体モデルとして桁行方向の外付けフレームの新設による梁間方向の断面剛性の増加および拘束効果の増強による影響が大きいと思われる。C棟の桁行方向は補強前の0.488秒から補強後は0.500秒と長周期側に变化した。これは柱の炭素繊維巻き補強の効果よりも、屋上への太陽光モジュールなどの増設に伴う建物重量の増大（約1.01倍）が固有周期に及ぼす影響が大きいのかかもしれない。D棟については、間柱型制振ダンパー

表 4.3 対象建築物の1次固有周期

建物	方向	1次固有周期（秒）		変化率	補強方法
		補強前	補強後	補強後/補強前	
A棟	桁行方向	0.293	0.269	0.92	強度増大型・靱性改善型
	梁間方向	0.186	0.165	0.89	強度増大型
B棟	桁行方向	0.238	0.201	0.84	強度増大型
	梁間方向	0.155	0.146	0.94	靱性改善型
C棟	桁行方向	0.488	0.500	1.02	靱性改善型
	梁間方向	0.488	0.476	0.98	強度増大型
D棟	桁行方向	0.430	0.394	0.92	強度増大型・変形制御型
	梁間方向	0.500	0.455	0.91	強度増大型・変形制御型
E棟	桁行方向	0.100	0.101	1.01	強度増大型
	梁間方向	0.180	0.180	1.00	－
F棟	桁行方向	0.213	0.193	0.91	強度増大型・靱性改善型
	梁間方向	0.140	0.140	1.00	－
G棟	桁行方向	0.269	0.269	1.00	靱性改善型
	梁間方向	0.218	0.200	0.92	強度増大型
H棟	桁行方向	0.185	0.185	1.00	－
	梁間方向	0.185	0.185	1.00	伝達能力の向上
I棟	桁行方向	0.277	0.269	0.97	強度増大型
	梁間方向	0.228	0.233	1.02	－



の設置により1次固有周期は約9%短くなっていることが分かった。E棟の学校校舎について、内付型鉄骨ブレースは1, 2階に設置し、また、ブレースの数と断面が小さいため、常時微動測定より得られた1次固有周期は変わらなかった。H棟の屋内体育館について、水平トラスの設置により地震時の水平力伝達能力の向上を目的としており、1次固有周期の変化が見られなかった。I棟の梁間方向について、耐震補強工事を実施してなかったが、1次固有周期の増大が見られた。

一方、靱性改善型の補強に的を絞ると、1次固有周期は、耐震補強後B棟の梁間方向は短くなり、C棟の桁行方向は長くなり、また、G棟の梁間方向は変化していない。このように軽微な靱性補強は常時微動レベルで振動特性を評価するのは困難である。

以上のように、強度増大型耐震補強に限定すれば建物全体の剛性が増大し、常時微動レベルでも1次固有周期の変化により評価できることが確認された。1次固有周期の変化により簡単に補強効果の検証ができるから、耐震改修設計や耐震補強工事の精度の検査手法として有効であると考ええる。しかし、1質点系の縮約より建物全体の1次固有周期しか得られなかったため、局部補強効果の評価ができないのが「1質点系」の課題である。

#### 4.4.1.2 上層分離系の振動周期

振動計測結果から建築物の剛性を定量的に評価することはこれまでに多く行われている。一般的には1質点系の固有周期より逆算したものであるが、補強によって各階の層剛性の変化の把握が困難である。阿部・守らは各階と屋上階の伝達関数の解析を行い、対象階以上の振動特性が分離された固有周期を抽出し、せん断型振動系骨組に関する固有値解析の逆計算法により建物の各層剛性の推定手法を提案している<sup>4.9, 4.10)</sup>。本論では、阿部・守らの提案手法を利用し、本無線振動計測システムを用いて各階の振動特性の分離を行い、入力階以上の振動系の振動周期の同定を行った。

鉛直方向の配列計測において、各階床に設置したセンサより得られたデータと屋上階の伝達関数の解析を行い、下階（各階）入力-上層（屋上）出力の振動システムにおける建物の各階の固有振動数を特定する。これは、対象階より下階分の振動が除去され、対象階以上の振動周期のみ分離されるものである。本システムは出力雑音が大きい場合の伝達演算に効果的な手法を用いて、式4.3の求め方により算定する。ここで、出力波形データのフーリエ変換（屋上階）を $X_R(f)$ 、入力波形データのフーリエ変換（各階）を $X_i(f)$ とし、各階の共役複素数を $X_i^*(f)$ とする。伝達関数のもとに求めた各階の固有振動数から各階の耐震補強要素により振動特性の変化を評価し、各階の耐震補強効果の確認をできると期待される。

$$H(f) = \frac{X_R(f) \times X_i^*(f)}{X_i(f) \times X_i^*(f)} \quad (4.3)$$

本論では、屋上階および下部各階にセンサを設置し測定した対象建物を代表として、各階の振動周期の分離を行った。検討対象建物はA, B, C, DおよびF棟とし、E棟, G棟, H棟およびI棟はセンサ設置位置の関係により本検討手法は適用していない。表4.4に分離された検討対象建物の桁行方向の振動周期、表4.5に梁間方向の入力階以上の振動系の振動周期を示す。

表 4.4 対象建築物の入力階以上の振動系の固有周期（桁行方向）

建物	階 (出力/入力)	1次固有周期（秒）		変化率	補強方法
		補強前	補強後	補強後/補強前	
A 棟	RF/3F	0.125	0.110	0.88	鉄骨ブレース・スリット
	RF/2F	0.196	0.174	0.89	鉄骨ブレース・スリット
	RF/1F	0.293	0.269	0.92	鉄骨ブレース・スリット
B 棟	RF/2F	0.140	0.130	0.93	外付フレーム
	RF/1F	0.238	0.201	0.84	外付フレーム・ブレース
C 棟	7F/5F	0.320	0.320	1.00	－
	7F/3F	0.394	0.394	1.00	炭素繊維巻き補強
	7F/1F	0.488	0.500	1.02	炭素繊維巻き補強
D 棟	4F/3F	0.394	0.110	0.28	制振ダンパー
	4F/2F	0.430	0.320	0.74	制振ダンパー
	4F/1F	0.430	0.394	0.92	制振ダンパー
F 棟	RF/3F	0.102	0.101	0.99	鉄骨ブレース（1 構面）
	RF/2F	0.183	0.158	0.86	鉄骨ブレース（3 構面）
	RF/1F	0.213	0.193	0.91	鉄骨ブレース（2 構面）・スリット



表 4.5 対象建築物の入力階以上の振動系の固有周期（梁間方向）

建物	階	1次固有周期（秒）		変化率	補強方法
		補強前	補強後	補強後/補強前	
A 棟	RF/3F	0.070	0.070	1.00	開口閉塞（L=2.5m 1か所）
	RF/2F	0.097	0.095	0.98	開口閉塞（L=2.5m 1か所）
	RF/1F	0.186	0.165	0.89	開口閉塞・増設壁（4枚）
B 棟	RF/2F	0.089	0.089	1.00	-
	RF/1F	0.155	0.146	0.94	炭素繊維巻き補強
C 棟	7F/5F	0.320	0.320	1.00	-
	7F/3F	0.394	0.353	0.90	増設壁・増打ち壁
	7F/1F	0.488	0.476	0.98	増設壁・増打ち壁
D 棟	4F/3F	0.366	0.240	0.66	制振ダンパー
	4F/2F	0.488	0.410	0.84	制振ダンパー
	4F/1F	0.500	0.455	0.91	制振ダンパー
F 棟	RF/3F	0.089	0.084	0.94	-
	RF/2F	0.137	0.128	0.93	-
	RF/1F	0.140	0.140	1.00	-

A 棟各階の桁行方向の各階は、多数の連層鉄骨ブレースの設置により入力階以上の振動系の振動周期の減少が見られた。また、変化率はほぼ同じ程度 90%であることが示されており、各階に同じ構面の鉄骨ブレースを設置している原因と考えられる。梁間方向は、2・3 階に開口部 1 か所 2.5m 幅の壁を設置し、構造的に耐震壁になるように設計したが、全体的に振動周期の影響はほぼないと考えられる。一方、1 階において、2・3 階と同じ構面の開口一部閉塞以外、4 構面の増設壁を設置し、耐震性の増大を目指した。1 階の結果から、固有周期は約 0.89 倍の低減効果が示されている。なお、A 棟について、1 部が地下階にあるため、本論は地下階がある構面について検討した。地下階がない構面は約 0.1sec（RF/1F）程度の固有周期が確認された。

B 棟の桁行方向の 2 階は、外付けフレームの設置により補強後の振動周期は補強前の 0.93 倍となっており、1 階は外付けフレームおよび鉄骨ブレースの増設により補強後の振動周期は補強前の 0.84 倍になった。一方、梁間方向において、柱は炭素繊維補強した 1 階の周

期は補強前の0.94倍となっており、2階の変化は見られなかった。1階の振動周期の変化は、炭素繊維巻き補強の効果の方より外付けフレームの増設により直交効果の方の影響が大きいと考えられる。

C棟において、屋上の測定は行っていなかったため、7Fを出力階として検討した。桁行方向は、3階まで柱の炭素繊維補強を行ったが、振動周期の変化はほぼ見られなかった。7F/1Fの振動周期は補強前より補強後が伸びているが、耐震補強工事の実施に伴い積載荷重の増加の影響と考えられる。梁間方向は、4階まで増設壁・既存壁の増打ち補強を実施したため、7F/5Fの振動周期は変わらず、5F以下の階に対して、周期の減少が見られた。

D棟において、屋上の測定は行っていなかったため、4Fを出力階として検討した。間柱型制振ダンパー補強により、両方向とも各階の振動周期は短くなっていることが分かった。しかし、常時微動測定レベルでは、上部階の応答の差が小さいため、上部階を分離する時に、ピーク値がはっきり判断できない場合がある。4F/3Fの結果について、ピーク値を読み取る誤差があるため、耐震補強前後の変化が大きいと考える。

F棟の桁行方向は、1階から3階まで鉄骨ブレースを設けて強度増大の耐震補強を行ったため、振動周期は短くなっていることが分かった。一方、3階の振動周期の変化はわずかである。梁間方向は耐震補強を実施してなかったが、2階以上の振動周期は多少変わっていることが見られた。本建物において、現地に測定した波形により梁間方向のRFと3Fおよび2Fの応答の差が小さいため、上部階を分離する時、卓越ピーク位置の判断がしにくい。

E棟、G棟、H棟およびI棟の2階において、耐震補強前後の計測は測定点を設置してなかったため、補強前後の比較はできない、本小節はこの4棟についての検討を省略する。

以上の結果によると、下層入力-上層出力の伝達関数により入力層上部階の振動特性を分離することは可能性である。一方、常時微動レベルの測定において、入力層と出力層の応答差が小さい場合、卓越位置の判明が困難であり、読み取り手法のバラツキが大きいことが分かった。特に、学校校舎建物の梁間方向の構造形式は連層耐震壁構造が多く存在しており、この手法の適用は課題と言える。

#### 4.4.1.3 1次固有振動リサージュの変化

振動モードの同定手法は多くの研究手法が提案されている。それには主に外力（地震、交通振動、人力加振）を与えて振動させる方法<sup>例えば 4.11, 4.12</sup>、常時微動を用いる方法がある<sup>例えば 4.13</sup>。この中で常時微動を用いる方法は人工的な加振を必要とせず、地震を待たずに実施できるため、経済的でありや建築物に損傷を与えない利点を有している。近年、常時微動に着目して振動特性同定に関する研究を多くの研究者が精力的に行っている。また、常時微動計測データにより振動モードの同定以外、推定手法の精度や信頼性を向上するため、理論的な研究も行われている<sup>4.14</sup>。一方、得られた計測データにより建物の各次振動モードやねじれ性状の把握はできるが、振動モードを用いた耐震補強効果への適用に関する研究はほとんどないと言える。その原因は、常時微動測定において、微小な振動レベル領域で耐震補強前後の振動モードを比較する場合、測定環境の違いにより応答の差が現れると考えられるため、補強効果の判断は困難なためである。そこで、本研究では使用しているシステムを用いて振動リサージュを同定し、耐震補強効果の検証手法として提案した。図4.4に本研究の常時微動計測より得られた対象建築物の応答加速度波形の一例を示す(H棟はトラス補強のため、省略する)。

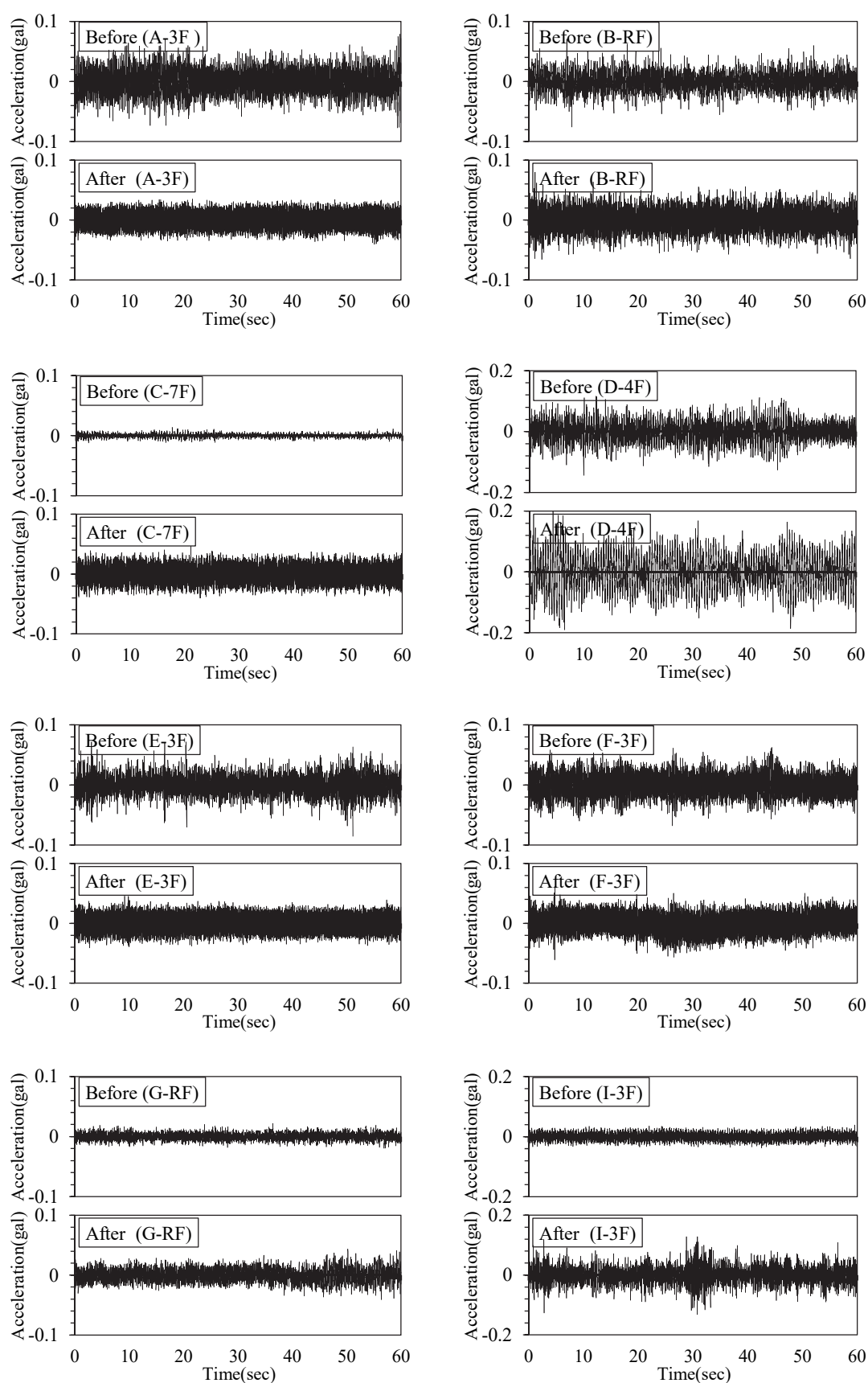


図 4.4 応答加速度波形

同図は耐震補強前後の桁行方向の同じ位置に設置したセンサにより得られた 60sec 間の応答加速度波形である。応答加速度波形形状を見ると、常時微動レベルでも波形の激しい変化が見られなかった。しかし、D 棟の計測は強風の影響下で、F 棟は雨中に計測しており、I 棟は生活ノイズが混入したことにより、波形の形状は途中で多少変化していることが示されている。この計測環境の変化により応答が変化することが認められる。また、使用している計測システムの精度や解析手法の適切性により振動リサージュの抽出精度との影響もあると考える。よって、本節では、「第 4.2 節 検討方法」に示した手法をもとに、耐震補強前後の常時微動計測データ中の安定区間を使用して振動リサージュの同定を行い、常時微動計測から同定した振動リサージュにより耐震補強効果の評価できるかの検討を試みた。

耐震補強前後において、それぞれ伝達関数により得られた 1 次固有周期をもとに計測波形に対しバンドパスフィルター処理（バンド幅 0.2Hz）を行い、代表的な応答加速度の 1 次振動リサージュを抽出した。図 4.5、図 4.6 に本研究で抽出した耐震補強前後の 1 次振動リサージュを示す。これらの図は、応答加速度波形を補強前後で同じメモリ間隔で示しており、視覚的に振動の大小が比較できるように描いている。専門家でなくでも振動性状を目で判断できるため、耐震補強効果の検証手法として最も簡便な手法と考える。

耐震補強前後の 1 次振動リサージュ図を見ると、A 棟、B 棟、D 棟、E 棟、F 棟および I 棟の桁行方向の応答加速度は強度増大型補強要素を設置したため、耐震補強後は補強前より微動の幅が低減したことが分かる。同様に、A 棟、C 棟および D 棟の梁間方向において、耐震補強後の応答加速度は補強前より小さくなっていることが確認できた。一方、G 棟の梁間方向は増設壁を設置したが、応答加速度の変化が明確に判断できなかった。また、靱性補強および補強工事を実施してない方向について、応答加速度は変化しないが増大しているケースが見られた。本システムの振動リサージュ出力範囲は 64 点数から 8192 点数までとなり、本実験ではリサージュの線形を表現するため、64 点としてプロットした。よって、抽出した 1 次振動リサージュは計測期間中の瞬時の結果であり、応答加速度レベルは常に変わるが生じる。図 4.5、図 4.6 の 1 次振動リサージュは代表的な振動リサージュであり、耐震補強効果の評価指標とするのは安定性を確保するが重要である。本論では、全測定期間中のデータを考察し、目視で全体をほぼ代表できる区間のリサージュを抽出した。増設した強度増大型補強要素は全体耐震要素の割合が大きい場合、応答加速度レベルは多少変化しても本手法により抽出した 1 次振動リサージュの応答加速度の変化により補強効果を定性的に判断できると言える。一方、増設した強度増大型補強要素は全体耐震要素の割合が小さい場合（1 次固有周期の変化が小さい）において、代表的な振動リサージュの応答加速度レベルにより耐震補強効果の評価ができないケースもあると考える。

今後、より精度よく振動リサージュを用いて耐震補強効果の評価するため、解析システムの改善が必要であると考え。また、評価方法の信頼性を向上させるため、どの程度の強度増大型耐震補強が評価できるかの検討が重要である。振動リサージュ評価手法の靱性型耐震補強への適用は今後の課題となっている。

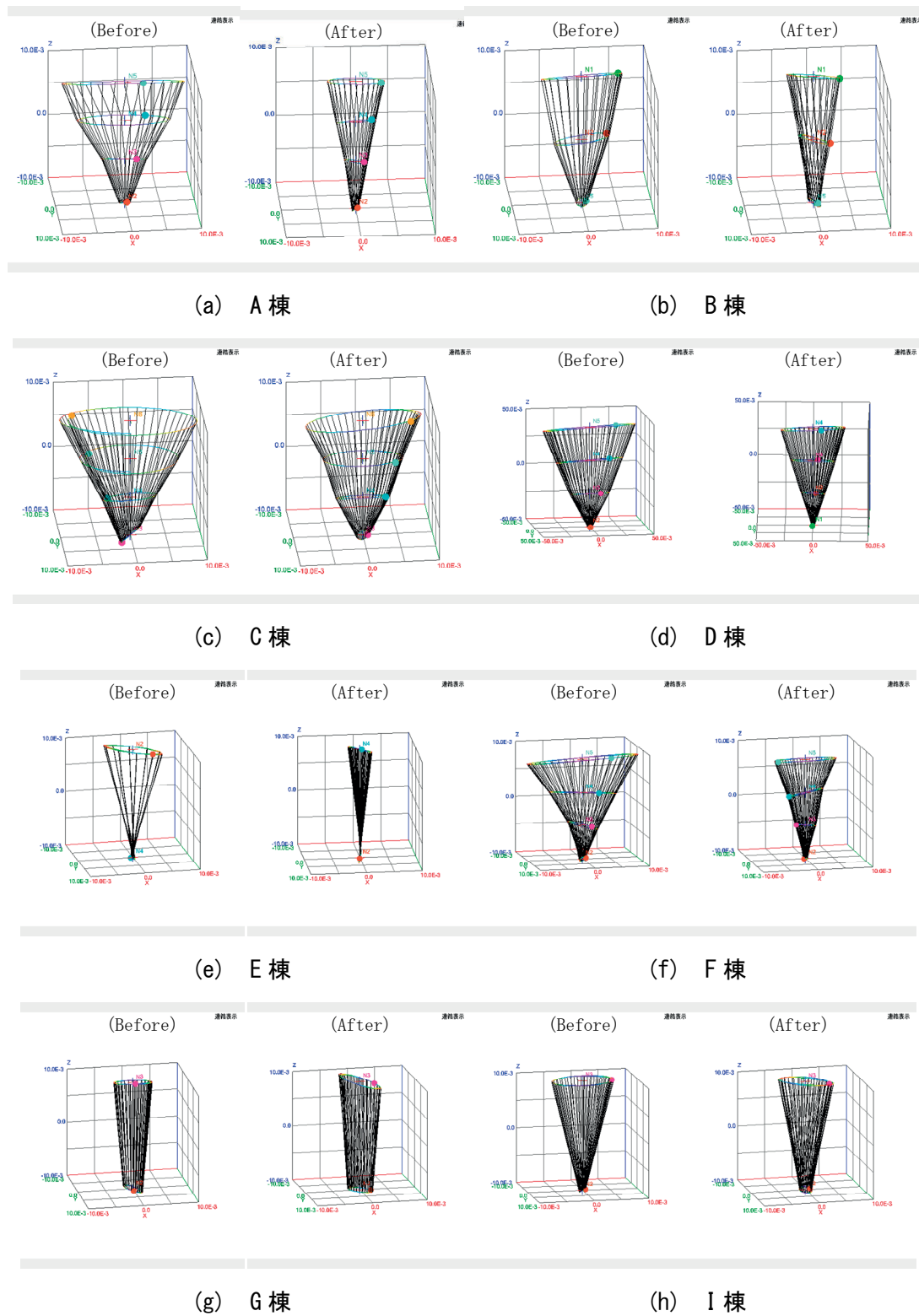


図 4.5 耐震補強前後の 1 次振動リサージュ（桁行方向）

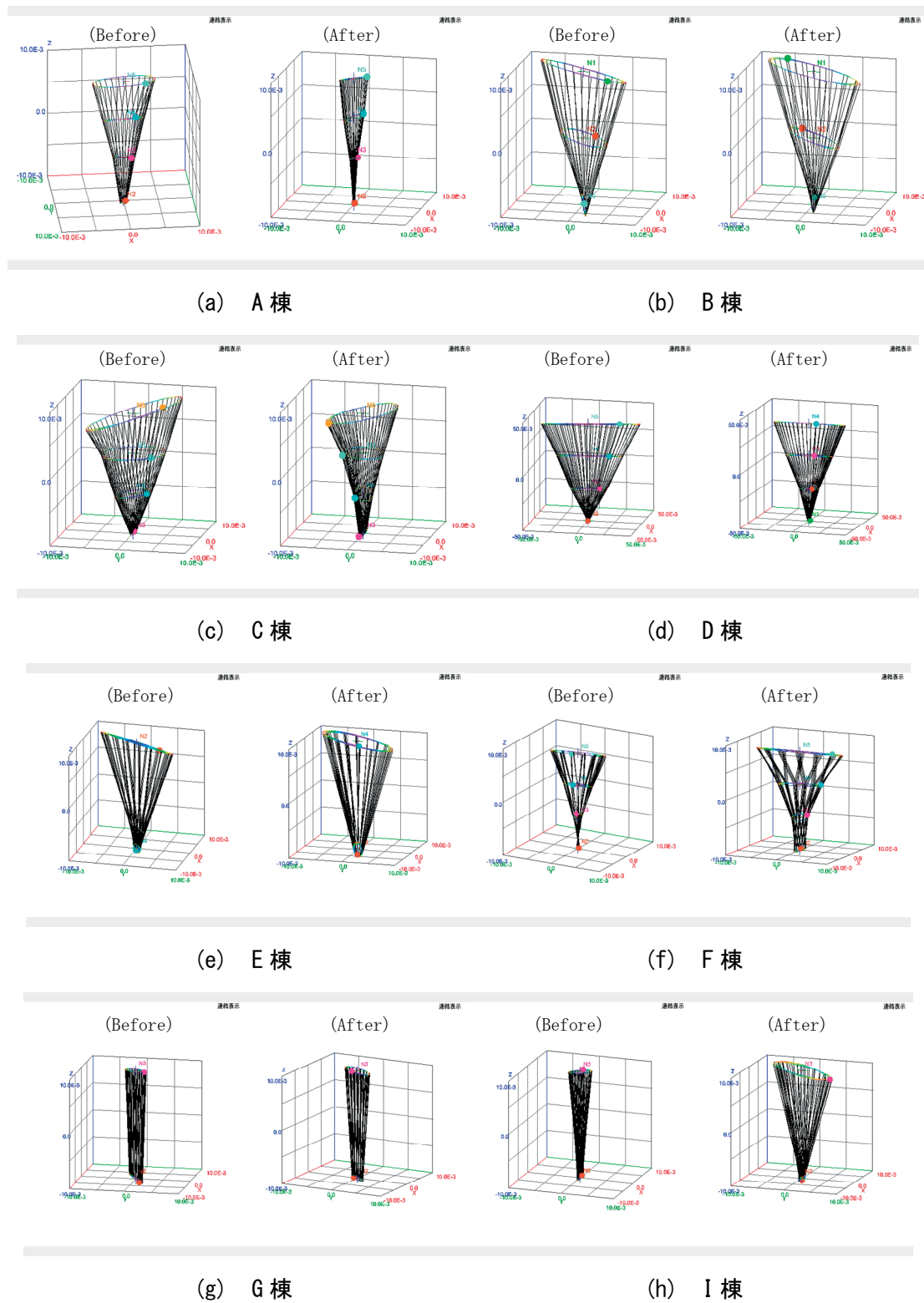


図 4.6 耐震補強前後の 1 次振動リサーチ (梁間方向)



#### 4.4.1.4 その他の実験結果

前述の実験結果は、振動周期および振動リサーチに着目し、建築物の共通の振動性状評価を指標として検討した。建物の耐震補強について、強度増大や靱性改善以外の目的として実施した事例が多く見られた。例えば、剛性・偏心の改善、大地震時隣接建物との衝突破壊を避けるためのエキスパンションの設置、地震時の水平力を耐震抵抗要素へ伝達するための一体剛床補強などである。本節では、その特殊タイプの耐震補強に対し、無線振動計測システムを用いて常時微動レベルで耐震補強の効果を検証できるかの考察を行った。

##### (1) A棟踊り場床の補強

対象建物A棟について、鉛直方向の耐震補強以外に階段室の伝達能力を向上するため踊り場床の補強が行われた。図4.7にA棟の各階の階段室部分踊り場床の耐震補強を示す。屋上および各階の踊り場に70mm厚さのコンクリートを増打ちし、地震時に外側フレームの重量や耐力を伝達できるように設計した。当然、大地震時と常時微動レベルの建物の挙動は違うと考えられ、ここでは、常時微動計測において、耐震補強前後の床補強によって振動性状の検討を試した。耐震補強前後、設置したセンサ1と2の梁間方向の変形に着目し、両者の挙動の違いを考察する。図4.8に耐震補強前後において、ハイパスフィルター0.5Hzにより処理した変位図を示す。

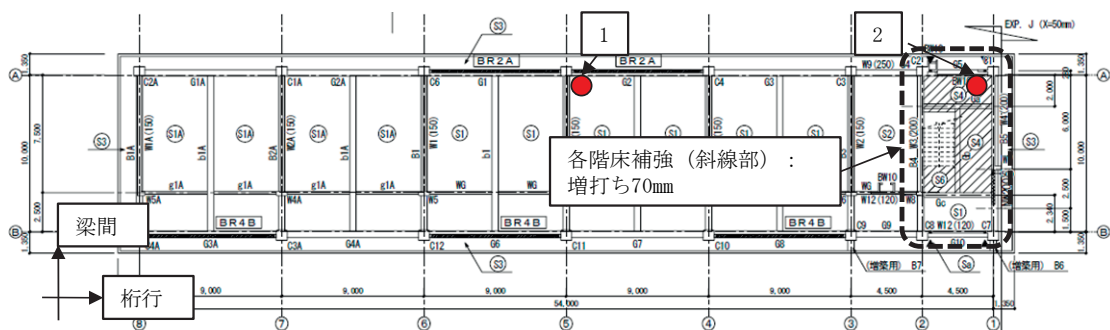


図4.7 A棟の床踊り場補強位置

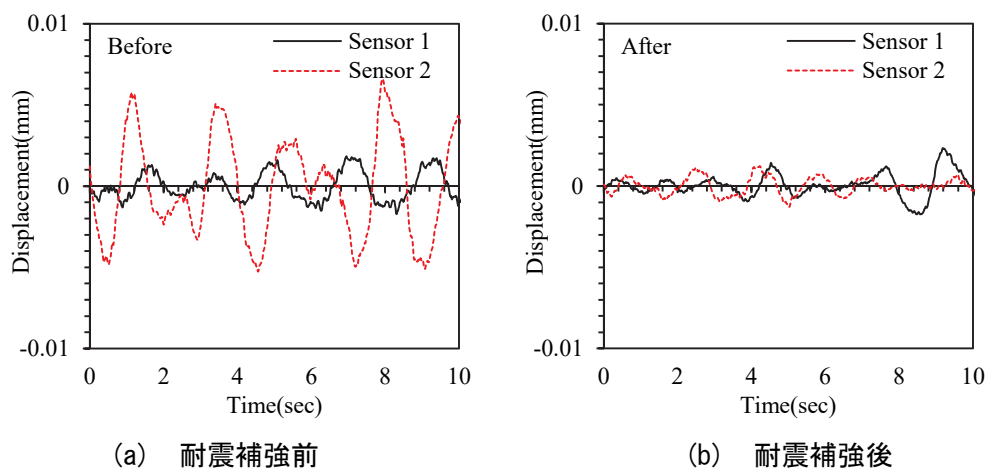


図4.8 A棟変位図（ハイパスフィルター0.5Hz）

耐震補強前、建物屋上中央部分に設置されたセンサ 1 と階段室部分に設置したセンサ 2 に変位差が大きく見られたが、耐震補強後は差が小さくなって、ほぼ同位相で変形している様子が現れた。既存床の増打ち補強は大地震時の一体変形を目的としているが、微小振動レベルでも補強効果を確認できることが示された。

## (2) C 棟（梁間方向）の変形

補強位置の違いによる振動特性の変化は常時微動計測により検証できれば、耐震補強工事の検証手法として、大きな進歩につながると考える。計測結果の妥当性を確保するため、構造解析結果との比較を行った。なお、構造解析については、既存図面通りに簡略モデルを構築して、電算ソフトを使用して解析した。使用する構造解析ソフトは「BUS-5（株構造システム）」および「FAP-3（株構造システム）」。建物の形状入力は「BUS-5」を使用し、線材置換したデータを「FAP-3」に転換して固有値解析を行った。表 4.6 に常時微動計測と固有値解析により得られた 1 次固有周期の比較を示す。固有値解析は、耐震補強前後にコンクリート系部材の変化のみ注目して行い、積載荷重などの変化は無視し略算した。梁間方向の 1 次固有周期は、常時微動計測と固有値解析に差が多少見られたが、変化率はほぼ同じであることが示されている。

表 4.6 1 次固有周期の比較（梁間方向）

項 目	1 次固有周期 (sec)		変化率
	耐震補強前	耐震補強後	
常時微動計測	0.488	0.476	0.975
固有値解析	0.455	0.436	0.958

梁間方向強度増大補強により 1 次固有周期の低減が見られたが、4 階までの補強により振動性状の変化を確認するため、変形モード図を抽出した。図 4.9 に計測結果を、図 4.10

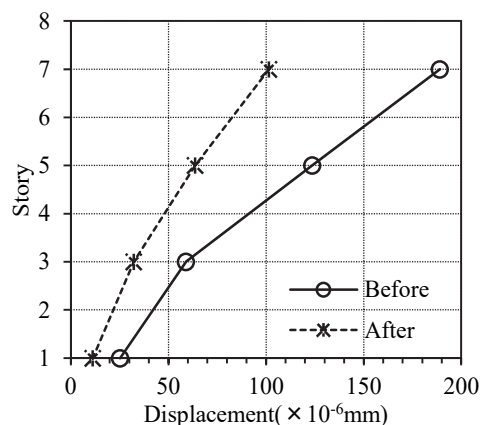


図 4.9 変形モード（計測結果）

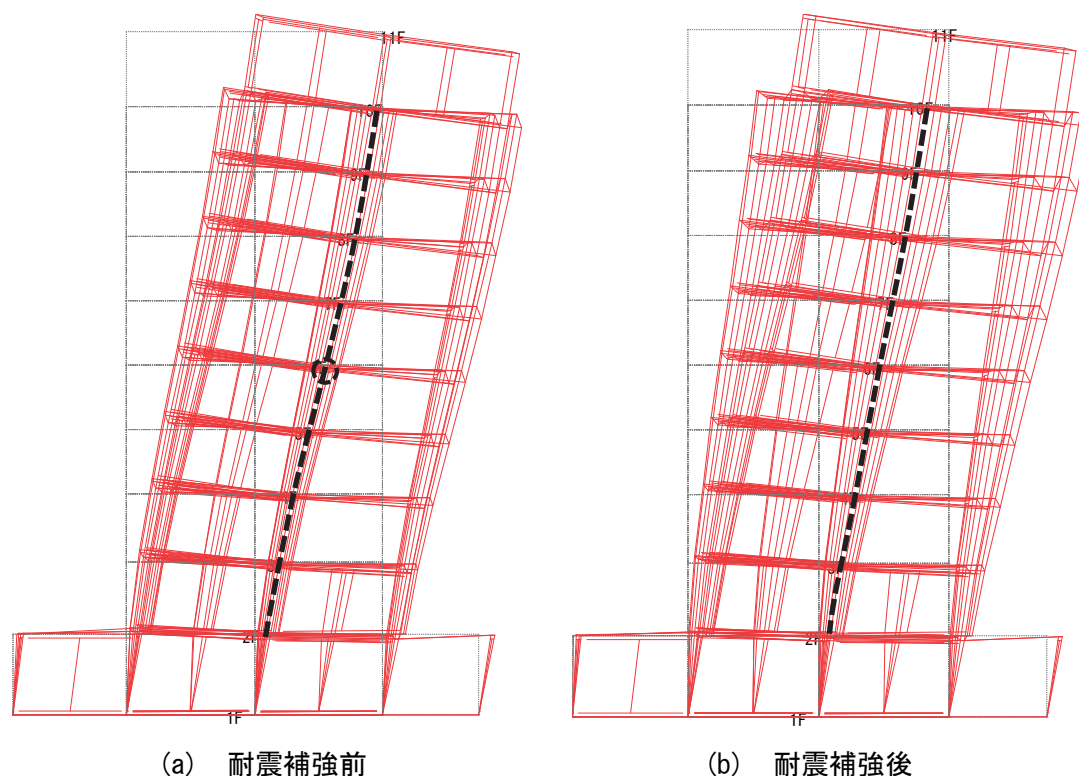


図 4.10 変形モード（構造解析結果）

に構造解析結果を示す。計測データの任意 60sec 間データを取り出して、1 次固有周期のもとに 0.2Hz のバンドパスフィルターを掛けて変位波形を換算した。そして、この 60sec 間の変位波形の絶対値を求め平均値とした。計測結果によると、耐震補強前は中央階より上層は急激に変形が大きくなっている傾向が示されている。耐震補強後の変形モードを見ると、全階にほぼ直線があり、局所変形を改善したことが示された。同様に、構造解析結果により耐震補強前は中央階（5F）に節が存在していることが確認され、耐震補強後はほぼ直線であることが判明した。C 棟の梁間方向の強度増大耐震補強工事は B1 階～4 階まで実施し、4 階以上は補強されていない。中下階の耐震補強により、全体の鉛直方向の剛性バランスを改善し、上部階の相対変形を収めることができた。その結果は、常時微動計測と構造解析にほぼ同様な傾向が得られて、常時微動計測により耐震補強効果を検証する有効性を確認した。

### (3) H 棟屋根トラス補強

H 棟の屋内運動場について、鉛直支持要素はコンクリート系を使用し、屋根は軽量鉄骨構造とされている。また、開放区間を確保するため、中 2 階はギャラリーを設けて中央部分は吹き抜けとなっている。地震時に剛床仮定は成立しないため、地震力の負担や流れは大きな問題と考えられた。この問題を解決するために、鉄骨トラスを既存フレーム上部に設置し、水平抵抗が弱い中央部の地震力を両側フレームに伝達された。本建物において、桁行方向の中央柱は独立させ、耐震性が低いため、両側に鉄骨水平トラスを設置された。図 4.11 に建物の概要を示す。センサは水平トラス補強部の壁上部に設置して計測した。屋根 4 周にセンサを設置し、振動モードや変形性状を考察するのが一番明快的な方法と考え

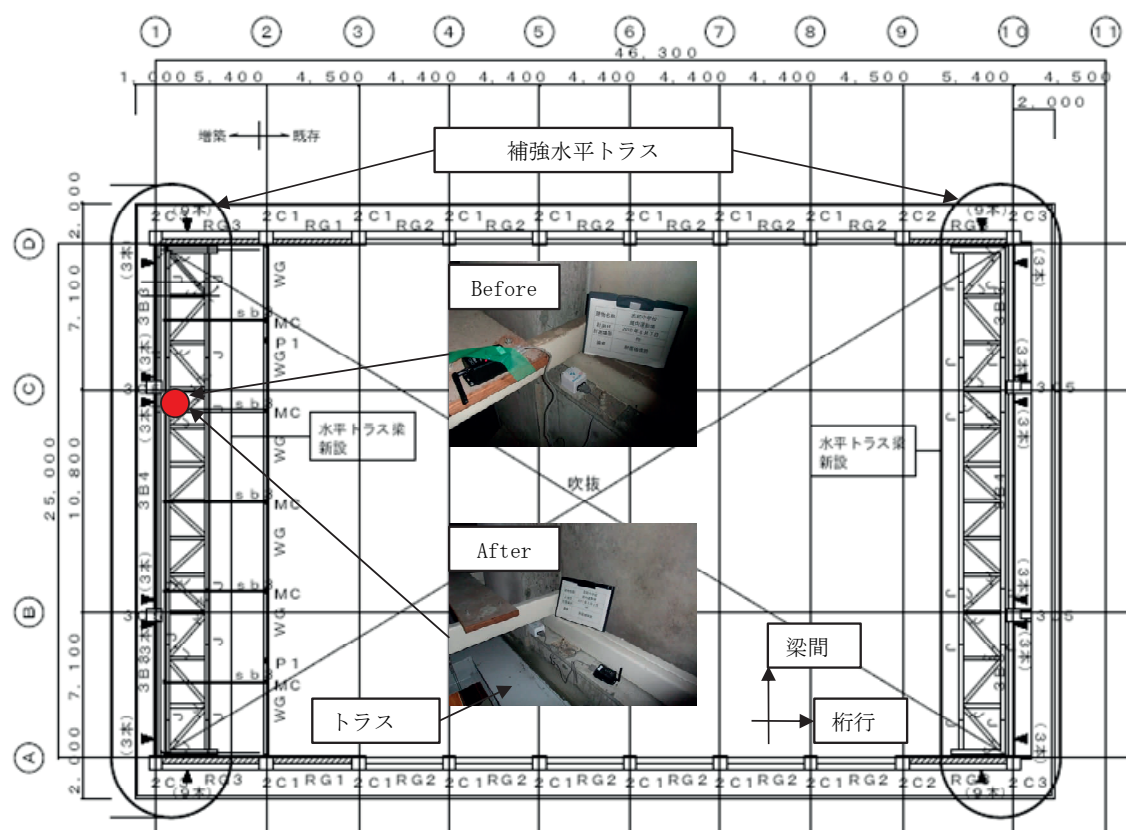
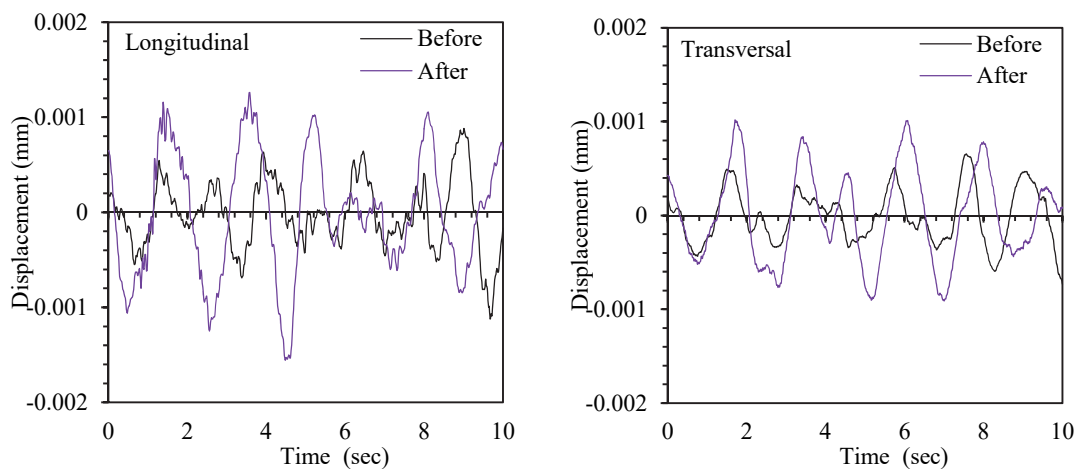


図 4.11 H 棟の水平トラス補強位置

られるが、実験当時に使用センサ数の制限があり、図に示すように1か所のみ計測を行った。鉄骨トラスによる耐震補強効果を検証するため、計測位置の変位波形を求めた。図 4.12 に耐震補強前後において、ハイパスフィルター0.5Hzにより処理した任意10sec間の両方向変位図を示す。



(a) 桁行方向

(b) 梁間方向

図 4.12 H 棟変位図 (ハイパスフィルター0.5Hz)

センサは1か所のみ設置したため、位相や変位差によりトラスの補強効果を検証することはできなかった。しかし、変位波形の形状を見ると、梁間方向は耐震補強前後とも変位波形の周期性とピーク位置は明確に確認できる。一方、桁行方向について、水平トラス設置前の変位波形は高周波の振動が混在している様子が見られ、耐震補強後は多少改善していることが見られた。梁間方向はフレームの面内方向となっており、建物の振動が支配であると考えられる。桁行方向は面外方向であり、拘束が弱い場合、様々な振動が起こる可能性が高いと考える。本建物は、この変位波形の変化について、多くの原因があると考えられるが、水平トラスの設置による両側の拘束力を向上した結果も一つの大きな影響要素と考えられる。しかし、既存コンクリート部材と新設鉄骨トラスの変形性状の違いなどの原因により、常時微動レベルの変位波形形状の変化が小さいことが示された。

#### 4.4.1.5 定性的評価手法に関する考察

本節では、無線振動計測システムを用いて既存建築物へ適用し、耐震補強効果の定性的評価手法として提案した。定性的評価は本論の呼び方であり、主に固有周期、振動リサージュ、変形性状などの振動特性による耐震補強効果を検証する手法である。固有周期は一般的な評価手法であり、振動リサージュは本論の新たな提案手法である。耐震補強設計と完全に対応するのは困難であり、全体的な評価や概略的な検証手法と言える。計測対象の建築物に関して得られた知見は以下の通りである。

- 1) 常時微動計測で求めた対象建築物の1次固有周期の変化は、強度増大型耐震補強は1次固有周期が短くなっている傾向が明らかとなった。一方、その変化率は補強要素の割合により支配され、軽微な耐震補強（強度増大型要素の割合が小さい）は1次固有周期の変化が小さく、常時微動による判断ができない場合もある。また、靱性型補強に関して、現状では既存脆性柱の靱性改善の耐震補強が多いため、本実験の結果では1次固有周期との相関を確認できなかった。
- 2) 下階入力-上階出力の上部階分離システムを用いて、上部階のみの1次固有周期を求めた。その手法により各階の耐震補強を評価できると考えられる。実験結果によると、強度増大型補強階において、1次固有振動数の低減が見られたが、一部の屋上階の固有周期のピークが判読できなかった。本手法により階を分離して評価する有効性が確認できたが、常時微動計測において、振動レベルが小さいため、また、入力階と出力階の応答加速度レベルの差が小さいケースが多く存在していると予想されるため、上層部を分離するのは誤差が大きいと思われる。
- 3) 1次固有振動リサージュを評価手法とするのは、将来的に専門家以外でも手軽い耐震補強効果が検証できるため、一番簡便な方法と考える。本研究では、この1次固有振動リサージュの応答加速度の変化により耐震補強効果を検証する手法である。本実験の対象建築物において、強度補強型の方の応答加速度レベルの減少が見られ、耐震補強効果の確認ができた。しかし、本研究に使用している解析システムはある点数範囲の平均応答しか表現できない。ちなみに、瞬時の振動リサージュを示している。よって、振動環境より応答は時々に変化しているのが現状であり、耐震補強効果の補強手法として使用するのは疑問があると考ええる。現段階では、本研究で得られた加速度データを確認し、ノイズが混在しない区間を選定する。更に、測定全区間の振動リサージュを確認し、最もこの全体振動リサージュを代表できるリサージュを抽出する。



今後、解析システムの改善や振動リサージュを評価指標として使用できるように、耐震改修前後の比較対象（安定点）を工夫することが課題であると考える。

- 4) 各建物の耐震補強方法は同じとは言えないため、局部補強や特別な補強方法について、本振動計測システムを用いて評価できるかの検討を行った。A 棟の階段室床の補強について、耐震改修前後の補強部位と中央部分の位相の変化により床の増打ち補強効果が確認できた。C 棟の 4 階以下の耐震補強について、振動計測により得られた変形形状と構造解析の一致性が確認できた。一方、H 棟の水平トラス補強に関しては、変位波形の違いが見られたが、この原因は完全に耐震補強の影響だとは特定できない。今後、データを蓄積したうえでその補強タイプの特性を同定することが必要である。



#### 4.4.2 層剛性による評価

耐震補強効果を定性的に評価する方法はいくつがあるが、層剛性の変化を定量的に評価する基準はほぼないと言える現状があり、耐震補強設計の適切性および耐震補強工事の精度を有効的に検証手法を開発することが重要である。京都大学防災研究所では2010年3月に「耐震補強効果の定量的把握に関するワークショップ」を開き、耐震補強建築物の振動性状の変化などの議論を行った。また、RC構造物の耐震補強効果の評価手法に関する数値解析手法も提案されている<sup>4.15)</sup>。常時微動計測により得られたデータを用いて、振動性状を同定する研究が多く見られたが、耐震補強効果への適用は少ない。本研究では、無線振動計測システムを用いて、耐震補強効果の検証への適用を試し、本節は、剛性変化の定量的評価手法により得られた考察を示す。定量的評価手法は、推定剛性に着目し、設計資料を参考にした層剛性変化率との比較を行い、その妥当性および精度を確認した。なお、常時微動計測の「応答-変形」により層剛性の変化率を推定する方法は本研究の新規な提案。設計剛性は耐震診断・改修設計資料による参考し、推定剛性は本論の提案手法から算定された数値である。

##### 4.4.2.1 定量的評価検討対象の建物概要

前述の対象建築物のうち、耐震設計資料が残されていた建築物A棟、B棟およびC棟を検討対象として考察することとした。図4.13に対象建築物A棟、図4.14にB棟、図4.15にC棟の概要と主な補強位置・方法を示す。3棟とも1981年新耐震設計法以前に建設された建物であり、第2次(3次)診断法によって算定された耐震性能が現行規準を満足させなかったため、耐震補強が行われた。A棟では桁行方向に鉄骨ブレースの設置および階段室部の耐震スリットによる脆性解除、梁間方向には1階にRC壁を増設された。B棟では主に桁行方向に外付けフレームおよび鉄骨ブレースを新設し、強度増大が図られている。地上8階建てのC棟では、1階と3階の柱に炭素繊維巻き補強を行うことにより靱性改善、梁間方向の4階までに増設RC壁と既存RC壁の増打ちにより強度増大の耐震補強が行われている。

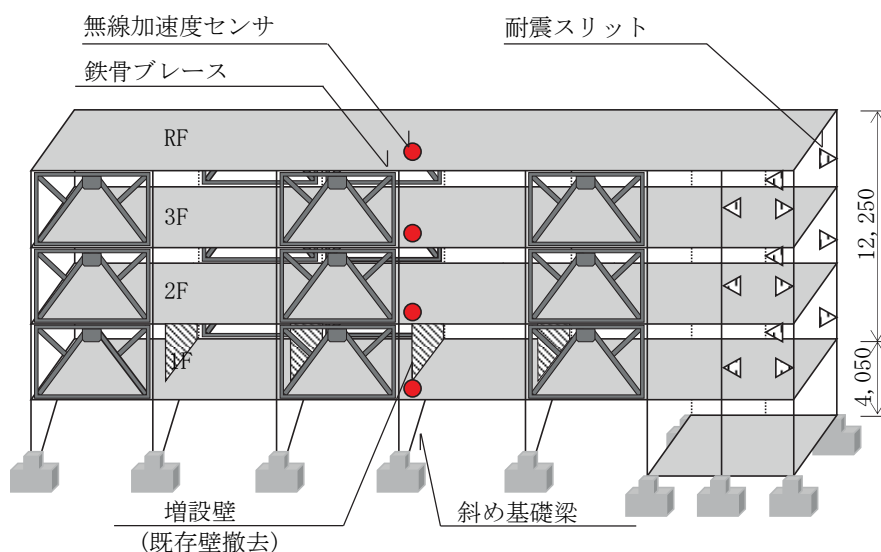


図4.13 主な補強位置およびセンサ設置位置 (A棟)

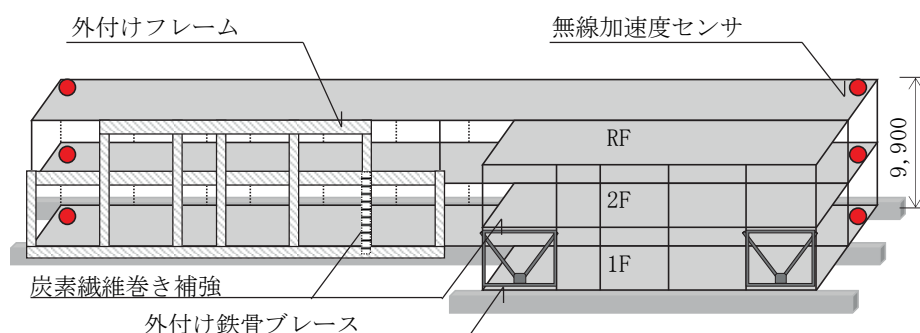


図 4.14 主な補強位置およびセンサ設置位置（B 棟）

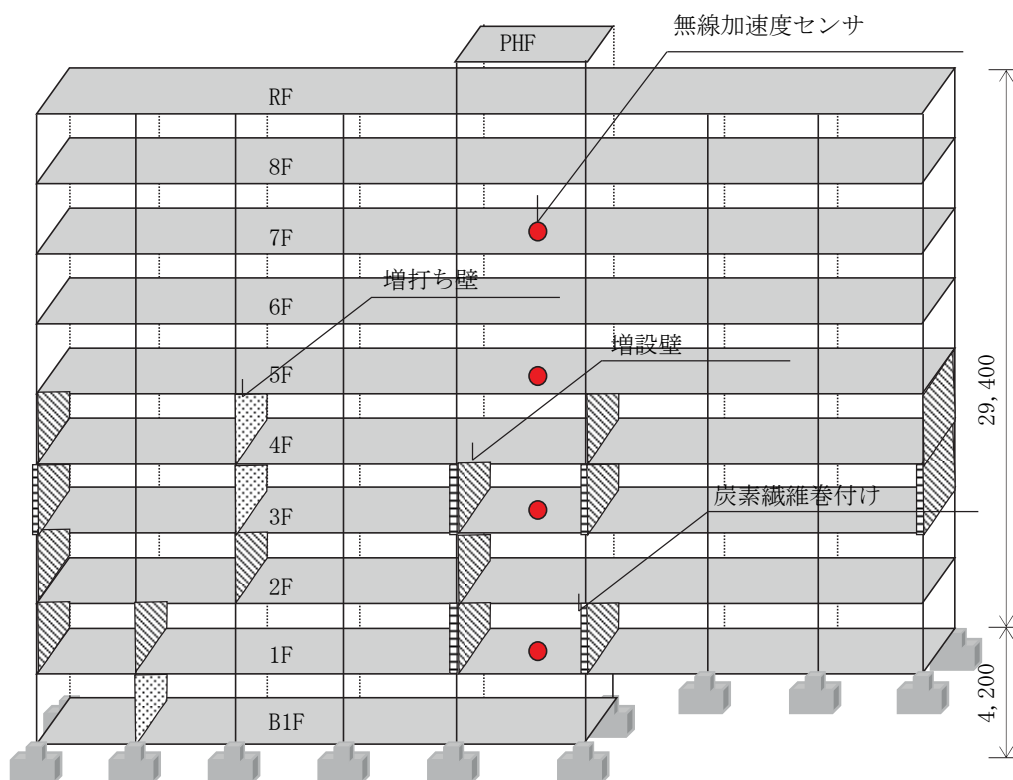


図 4.15 主な補強位置およびセンサ設置位置（C 棟）

A 棟の耐震補強設計において、梁のヒンジを考慮した第 3 次診断を採用し、その他はすべて第 2 次診断法で診断が行われている。表 4.7、表 4.8 および表 4.9 に耐震診断および補強設計資料より調査した検討対象建物（A 棟、B 棟および C 棟）の層重量、設計層剛性および算定方法を示す。A 棟と B 棟について、耐震補強後の層重量はわずかに増加している。A 棟と B 棟の設計層剛性について、強度増大型耐震補強工事を実施した桁行方向は 1.3 倍以上の増大率であった。また、A 棟の梁間方向 1 階の増設壁の設置により設計層剛性は 1.1 倍以上の増大率であり、耐震補強工事を実施しなかった階の層剛性変動率は 1.0 より近い

値であった。一方、C棟について、層重量の変化率はほぼ1.0であるが、層重量の増大と減少が見られた。その原因は積載荷重の変化と考えられるが、耐震診断と耐震補強設計時の荷重の取り扱い方のバラツキの影響もあると考える。C棟の層剛性は、桁行方向は増大していることが示され、梁間方向は耐震補強なしの4階以上は減少し、耐震補強した4階以下は増大していることが分かった。層剛性の算定方法について、C棟の耐震診断設計では略算法（診断基準）が採用されたが、その他の診断および補強設計結果は精算法に基づいて検討されている。よって、耐震診断計算のC棟の層剛性の求め方は鉛直部材の断面積を用いて評価する方法から層剛性計算を使用しているが、耐震補強設計は地震時応力解析結果による部材のせん断力と水平変位から層剛性の計算を行った。耐震補強前後、C棟の設計層剛性のバラツキが見られたため、その後の設計層剛性と計測データより得られた推定層剛性の検討は参考データとして使用する。また、梁間方向の7と8階の低下率が一番大きいと考えられるが、計測は7階床まで行ったため、上部の7と8階を除いて考察し、設計誤差を小さくするように工夫した。

表 4.7 検討対象建物の重量および設計剛性（A棟）

方向	階	層重量 (kN)		層重量 変化率	層剛性 (kN/cm)		層剛性 変化率	層剛性の検討方法	
		補強前	補強後		補強前	補強後		補強前	補強後
桁行	3	7505	7634	1.017	10540	19036	1.806	精算法	精算法
	2	7605	7685	1.011	11554	20106	1.740		
	1	7553	7716	1.022	17301	23074	1.334		
梁間	3	7505	7634	1.017	14825	14546	0.981		
	2	7605	7685	1.011	15486	15521	1.002		
	1	7553	7716	1.022	16511	18583	1.125		

注：変化率=耐震補強後の値/耐震補強前の値

表 4.8 検討対象建物の重量および設計剛性（B棟）

方向	階	層重量 (kN)		層重量 変化率	層剛性 (kN/cm)		層剛性 変化率	層剛性の検討方法	
		補強前	補強後		補強前	補強後		補強前	補強後
桁行	2	16353	17289	1.057	41358	57119	1.381	精算法	精算法
	1	17750	19859	1.119	30710	50944	1.659		
梁間	2	16353	17289	1.057	104965	109357	1.042		
	1	17750	19859	1.119	107372	107640	1.002		

注：変化率=耐震補強後の値/耐震補強前の値

表 4.9 検討対象建物の重量および設計剛性 (C 棟)

方向	階	層重量 (kN)		層重量 変化率	層剛性 (kN/cm)		層剛性 変化率	層剛性の検討方法	
		補強前	補強後		補強前	補強後		補強前	補強後
桁行	8	19388	18322	0.945	38894	38941	1.001	略算法	精算法
	7	15499	15231	0.983	37059	42458	1.146		
	6	15552	15151	0.974	36758	42585	1.159		
	5	15686	15226	0.971	36556	44041	1.205		
	4	15671	15364	0.980	37338	45309	1.213		
	3	15684	16679	1.063	35807	53892	1.505		
	2	17032	17096	1.004	35448	60276	1.700		
	1	17745	17533	0.988	72208	82768	1.146		
梁間	8	19388	18322	0.945	58031	24567	0.423*		
	7	15499	15231	0.983	55509	33709	0.607*		
	6	15552	15151	0.974	50590	40312	0.797*		
	5	15686	15226	0.971	49679	49074	0.988		
	4	15671	15364	0.980	47216	65547	1.388		
	3	15684	16679	1.063	46548	83605	1.796		
	2	17032	17096	1.004	57345	104304	1.819		
	1	17745	17533	0.988	51573	152726	2.961*		

注：①変化率=耐震補強後の値/耐震補強前の値

②\*は診断時と改修時の剛性計算手法の違いにより設計剛性のバラツキが大きい箇所を示す。計算手法の違いにより生じるバラツキは特に壁が多い梁間方向が見られた。なお、C 棟の 7 と 8 階は検討対象外とする（次節による）。

#### 4.4.2.2 解析モデル

本研究では、一般的な解析方法である 1 自由度の振動特性に着目し<sup>4.16)</sup>、鉛直方向の 1 次振動モードの抽出に適したセンサの配置を計画した。先の図 4.13、図 4.14 および図 4.15 に無線加速度センサの配置方法を示した。A 棟と B 棟は各階の床に設置したため、解析は各階床レベルを 1 質点として縮約する。そして、1 次振動モードに対する固有周期、振動モード波形および等価剛性を推定した。高層建物の C 棟について、7 階以上は測定しなかったため、図 4.16 に示すように、鈴木ら<sup>4.17)、4.18)</sup>が提案した多自由度モデルを少自由度のモデルに縮約する方法を用いて地上 8 階建てを 4 階建てに縮約し、耐震診断および耐震補強設計結果との比較を行った。なお、計測結果は 3' 階（縮約後）までとなり、4' 階（縮

約後)の検討は省略した。縮約構造モデルの質量は、原モデルの各層の質量を上層側の縮約代表位置において単純に加えたものとする。 $\omega^{(1)}$ と $\bar{\omega}^{(1)}$ は原モデルと縮約構造モデルの1次固有円振動数を表す。1次固有円振動数を不変値とし、原モデルの縮約代表位置における1次モード成分比 $u_2^{(1)}/u_8^{(1)}$ と、縮約構造モデルの1次モード成分 $\bar{u}_1^{(1)}/\bar{u}_4^{(1)}$ が等しくなることをモデルの等価条件とする。よって、縮約構造モデルの層剛性 $\bar{k}_i$ は式4.4のように求める。なお、推定剛性を算定するための縮約モデルの固有値解析はStodora法(UNION SYSTEM INC.)を使用し、多自由度系(MDOF)の1次モード性状を算定した。そして、算定された1次固有円振動数などの既知値より等価剛性の逆算を行った。

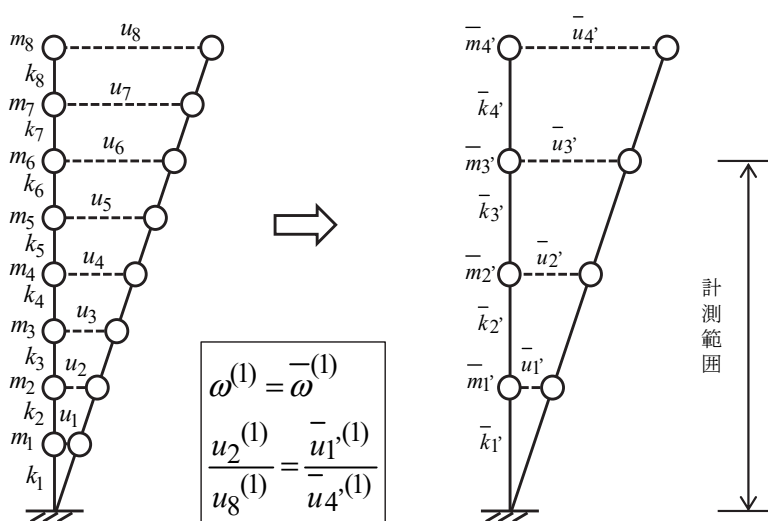


図 4.16 C棟の縮約モデル

$$\bar{k}_i = \bar{\omega}^{(1)2} \frac{\sum_{k=i}^4 \bar{m}_k \bar{u}_k^{(1)}}{\bar{u}_i^{(1)} - \bar{u}_{i-1}^{(1)}} \quad (i=1,2,3,4) \quad (\bar{u}_0^{(1)} = 0) \quad (4.4)$$

#### 4.4.2.3 層剛性の推定

振動計測結果から建築物の剛性を定量的に耐震補強効果を評価することはこれまでに多く行われている。一般的には1質点系の固有周期より逆算したものであるが、補強によって各階の層剛性の变化を把握することは困難である。

前に示された阿部・守らは上部階を分離し、せん断型振動系骨組に関する固有値解析の逆計算法により建物の各層剛性の推定手法を提案している。また、1980年代から始まる一連の研究により、一部の特殊なケースを除いて、この手法により推定された上下層の剛性比と計算剛性とはほぼ一致することが確認されており、最終的に耐震改修効果確認法指針(案)<sup>4.19)</sup>としてその成果が挙げられている。この手法では各階の層剛性を推定することが可能であるが、測定時の周囲環境などにより上階の振動特性の分離が困難であり、特に上下階の応答差が小さい場合やノイズの影響により明瞭な振動周期が特定できないことが生じる可能性がある。

そこで本研究では、各階ごとの固有周期から建物全体振動時の1次振動性状により層剛性の評価をおこなった。本手法では、「常時微動レベルにおける建築物は1次振動モードが支配的である」という仮定の下に、1次振動モード時のデータ処理から得られる応答-変形（Q-D）関係上の点の割線を層剛性として推定した。

本節では、ほかの研究者より提案された「1質点系法」および阿部・守らの「上階分離系-卓越周期法」より算定された推定剛性を参考とし、本研究に提案している「Q-D法」より算定された推定剛性の結果を示す。

#### 1) 1質点系法（SDOF）

本方法を用いて推定された建物の等価剛性と設計剛性の比較を表4.10に示す。設計剛性と推定剛性のばらつきが見られ、特にA棟のような片廊下形状建物の梁間方向において、耐震診断および改修設計時に、安全側で壁を耐震壁として評価してなかったため、層剛性の誤差が大きいと考える。一方、剛性の変化率を見ると、推定剛性は設計剛性と同様に増大していることが分かった。また、強度増大型補強要素の割合が大きい方向の増大率が高いこと（A棟桁行方向、B棟桁行方向）が確認された。C棟において、剛性の算定方法の違い（診断時の略算法と改修時の精算法）により、桁行方向でも剛性が上昇したことが示された。

表 4.10 設計剛性と「1質点系法」より算定された推定剛性の比較

建物	方向	算定方法	等価剛性 $\mu K_e$ (kN/cm)		剛性変化率
			補強前	補強後	
A 棟	桁行	設計剛性	6996	11318	1.62
		推定剛性	9672	13954	1.44
	梁間	設計剛性	8490	8850	1.04
		推定剛性	57394	62056	1.08
B 棟	桁行	設計剛性	24793	39582	1.60
		推定剛性	25761	47159	1.83
	梁間	設計剛性	78650	81058	1.03
		推定剛性	53725	72582	1.35
C 棟	桁行	設計剛性	8957	11803	1.32
		推定剛性	7552	9937	1.32
	梁間	設計剛性	11650	15679	1.35
		推定剛性	30834	32988	1.07

注：変化率=耐震補強後の値/耐震補強前の値

よって、1質点系法により建物に全体的な剛性の変化が見られたが、1質点縮約モデルの精度や計測値と設計値の誤差によりバラツキが生じる可能性が高い。また、耐震補強により各階の効果が評価できないのは大きな課題と考える。

#### 2) 卓越周期法

本方法を用いて推定された建物の等価剛性と設計資料より算定された剛性の比較を表



4.11 に示す。設計剛性と推定剛性を比較すると、推定剛性の値が大きいと多く見られたが、耐震設計方法、モデル化方法や計測の誤差によりバラツキが大きいことが考えられる。特に、片廊下型建物の壁のモデル化が原因で、A 棟の梁間方向の層剛性は約 30 倍（1 階）の

表 4.11 設計剛性と「卓越周期法」により算定された推定剛性の比較

建物	方向	階	算定方法	層剛性 K (kN/cm)		層剛性変化率
				補強前	補強後	
A 棟	桁行	3	設計剛性	10540	19036	1.81
			推定剛性	19500	25500	1.31
		2	設計剛性	11554	20106	1.74
			推定剛性	21000	29000	1.38
		1	設計剛性	17301	23074	1.33
			推定剛性	15000	18100	1.21
	梁間	3	設計剛性	14825	14546	0.98
			推定剛性	61500*	62500*	1.02
		2	設計剛性	15486	15521	1.00
			推定剛性	107500*	109000*	1.01
		1	設計剛性	16511	18583	1.13
			推定剛性	480000*	550000*	1.15
B 棟	桁行	2	設計剛性	41358	57119	1.38
			推定剛性	34100	40500	1.19
		1	設計剛性	30710	50944	1.66
			推定剛性	31800	50000	1.57
	梁間	2	設計剛性	104965	109357	1.04
			推定剛性	83500	87500	1.05
		1	設計剛性	107372	107640	1.00
			推定剛性	75000	83500	1.11
C 棟	桁行	3' (縮約)	設計剛性	20769	24684	1.19
			推定剛性	43500	40000	0.92
		2' (縮約)	設計剛性	19988	27369	1.37
			推定剛性	53900	51500	0.96
		1' (縮約)	設計剛性	25979	38237	1.47
			推定剛性	50500	48500	0.96
	梁間	3' (縮約)	設計剛性	28325	25666	0.91
			推定剛性	34000	33000	0.97
		2' (縮約)	設計剛性	25604	41113	1.61
			推定剛性	57000	81000	1.42
		1' (縮約)	設計剛性	29344	68333	2.33
			推定剛性	49500	53000	1.07

注：①変化率=耐震補強後の値/耐震補強前の値

②\*は推定剛性と設計剛性の差が大きい箇所を示す。この原因は片廊下型建物の梁間方向の壁のモデル化の問題と考える。

差が見られた。一方、耐震補強前後の層剛性率の変化率を見ると、A 棟と B 棟はほぼ同様な変化傾向が示されており、変化率の大きさにのみバラツキが多少生じている。C 棟において、耐震診断時と改修時の設計手法の違いにより誤差が大きく見られた。本手法では、最上階から逆解析時、最上階の解析精度は最も重要である。常時微動レベルの測定において、上下階の応答差が小さい時は、卓越周期の同定が困難であり、解析結果の精度の確認が必要である。しかし、層剛性変化率を指標として評価する可能性が示され、評価精度を向上するため、手法を改善する必要がある。

### 3) 応答-変形法

本研究では、振動測定により得られたデータをもとに、耐震補強前後において、以下のような算定方法を用いて層剛性を推定する方法を提案した。

- ① 楠らは地震時の加速度記録を2回積分することにより応答変形を算出する際に加速度計の基線ずれや計測ノイズによる誤差の影響を回避するため、Iwanの方法とバンドパスフィルターを併用する手法を提案した<sup>4.20)</sup>。本研究では、過往に最適なバンド幅について検討した結果、時間軸において1次固有周期をもとに0.2Hz幅のバンドパスフィルター処理により応答せん断力と層間変位を求める。層間変形および層せん断力の算定方法を式4.5と式4.6に示す。耐震補強前後の層重量 $m_k$ は設計資料より参照した。

$$x_i(t) = \iint a_{i+1}(t) dt dt - \iint a_i(t) dt dt \quad (4.5)$$

$$f_i(t) = \sum_{k=i+1}^n m_k a_k(t) \quad (4.6) \quad 4.21)$$

- ② 測定区間において、10秒ずつの最大加速度および対応の最大変位値を選定し、応答せん断力および層間変位を算定した。選定した最大値において、誤差を小さくするため、平均値との偏差を許容範囲以下になるように繰り返し計算を行い、本実験では、許容範囲は5%をとし、偏差が5%以上の数値は除いた。図4.17に許容範囲以外の偏差データを選定前後のイメージを示す。

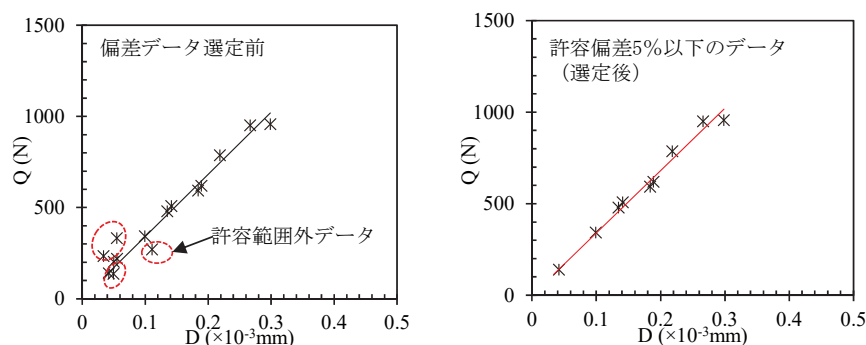


図 4.17 偏差データを処理前後のイメージ

- ③ 最後に、平均値との偏差が5%以下の点をもとに近似曲線を描くことにより得られる割線剛性を採用し、各階の層剛性値とする。

この手法により得られた A 棟の耐震補強前後の応答せん断力-応答層間変位 (Q-D) 関係を図 4.18, 図 4.19 に示す。

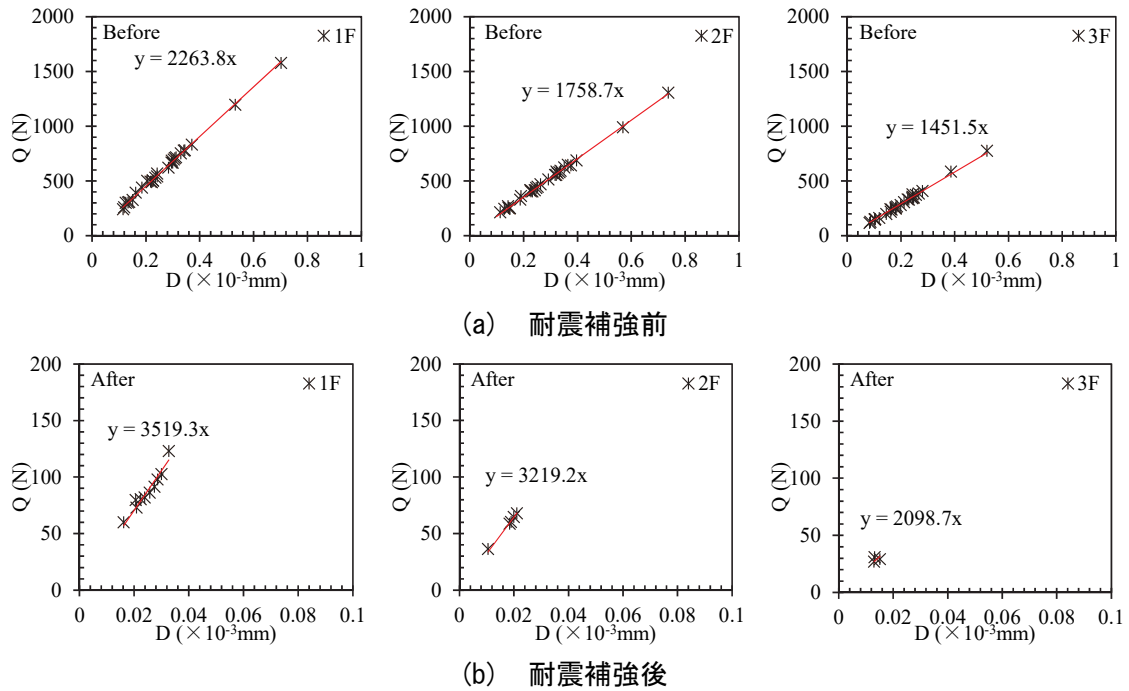


図 4.18 応答せん断力-応答変位曲線 (A 棟桁行方向)

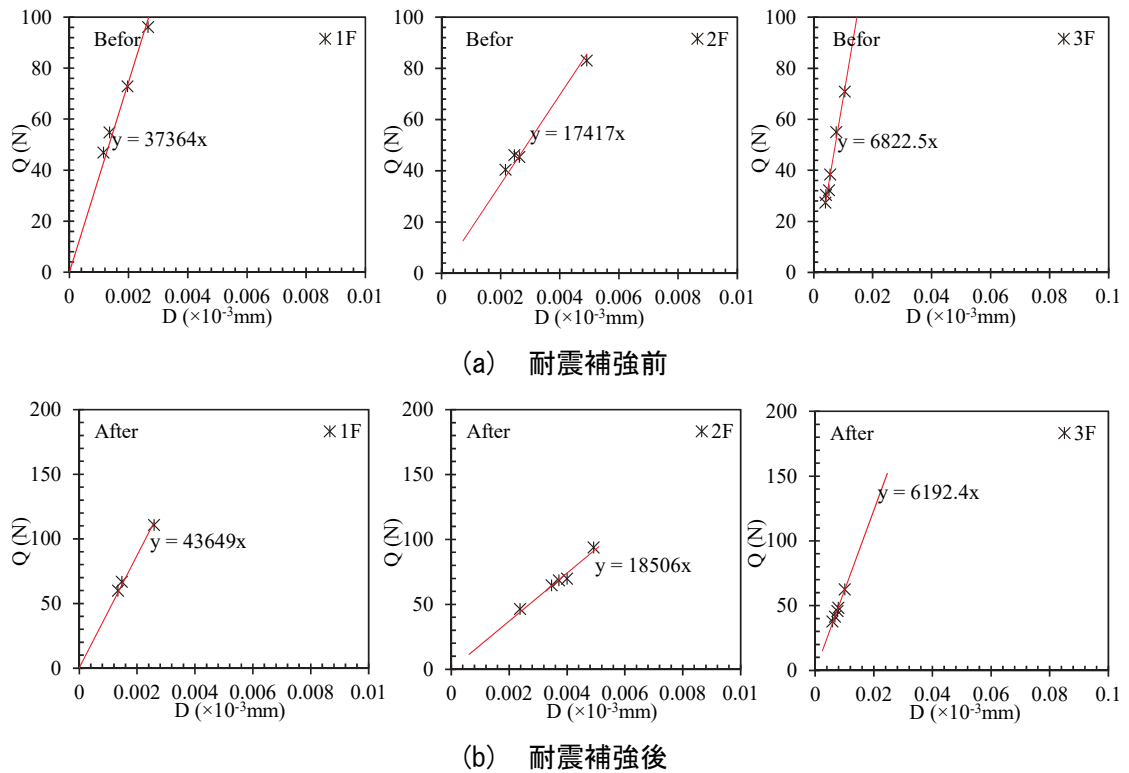


図 4.19 応答せん断力-応答変位曲線 (A 棟梁間方向)

B 棟の応答せん断力-応答層間変位 (Q-D) 関係を図 4.20, 図 4.21 に示す。

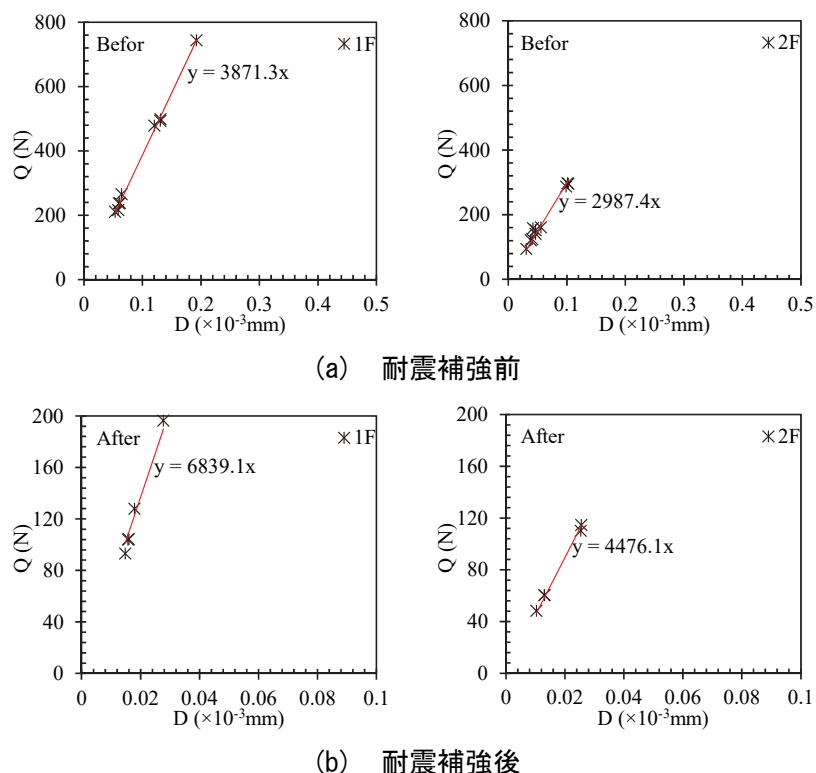


図 4.20 応答せん断力-応答変位曲線 (B 棟桁行方向)

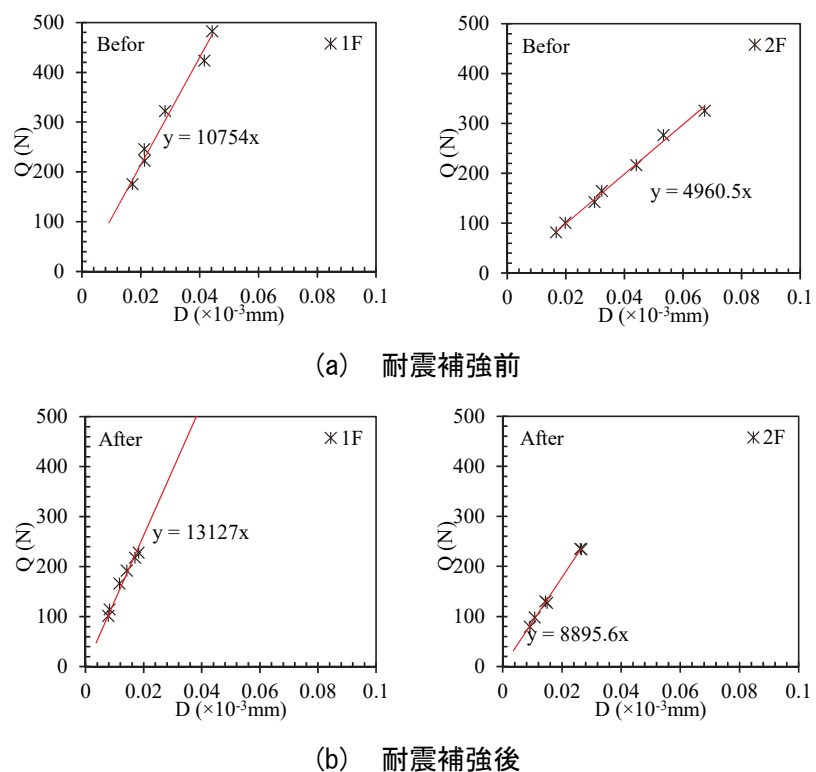


図 4.21 応答せん断力-応答変位曲線 (B 棟梁間方向)

C 棟の応答せん断力-応答層間変位 (Q-D) 関係を図 4.22, 図 4.23 に示す。

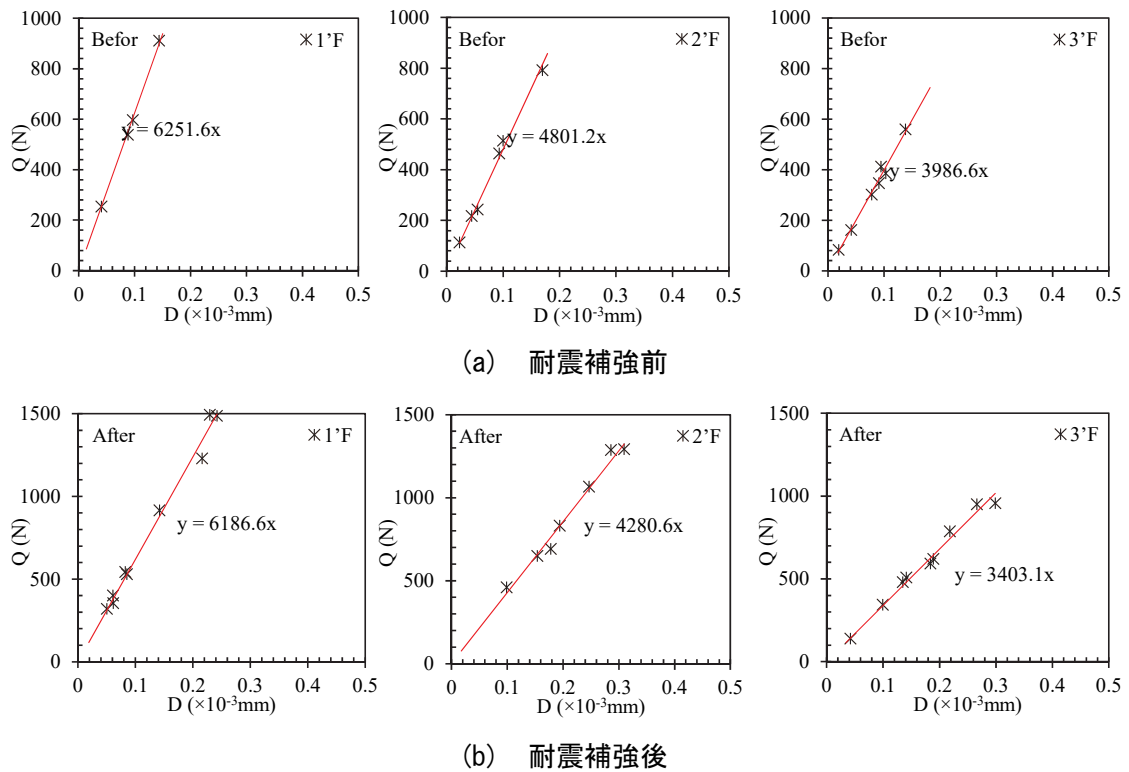


図 4.22 応答せん断力-応答変位曲線 (C 棟桁行方向)

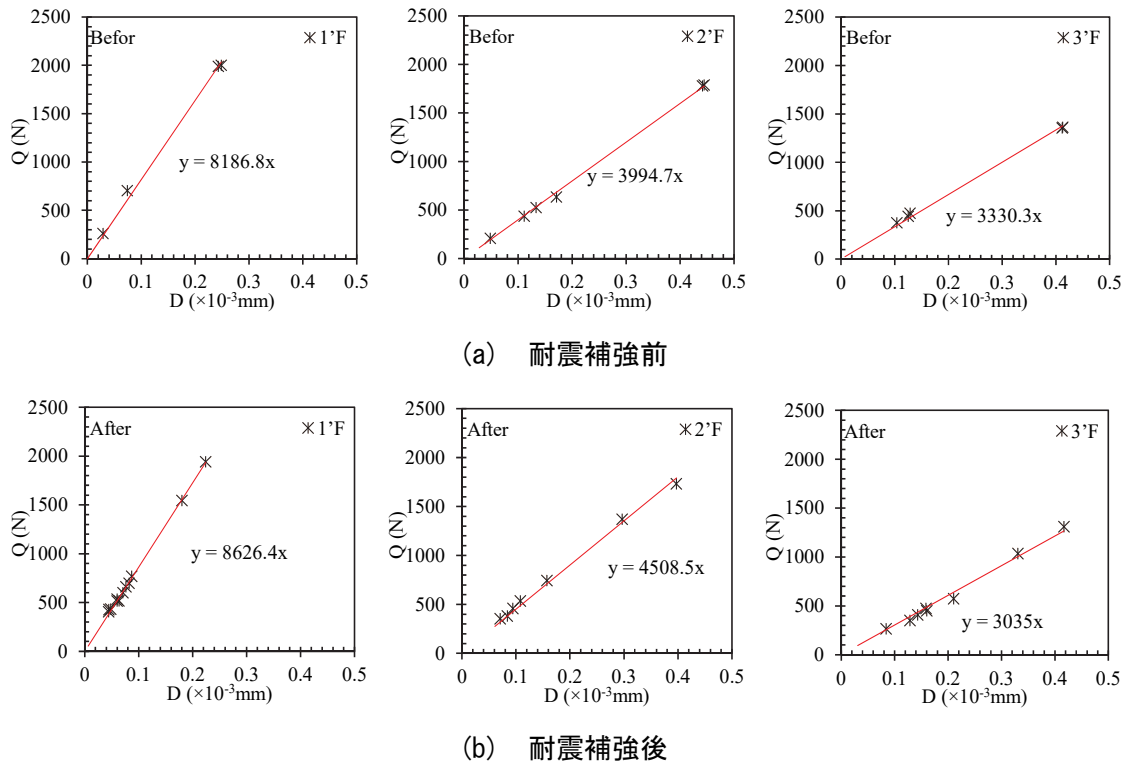


図 4.23 応答せん断力-応答変位曲線 (C 棟梁間方向)

応答せん断力-応答変位曲線に示したA棟桁行方向の耐震補強前の関係図を見ると、有効点（平均値との偏差が5%以下）の数を多く選定することができ、各点はほぼ直線分布を示した。一方、耐震補強後の関係図では、補強前より有効点の個数が少なく、3階において、偏差が5%以下のデータは3個しか得られなかった。内装工事が進行中に補強後の計測を行ったため、得られたデータのばらつきが大きかったものと推測される。ただし、全体的に見ると、補強後の応答が補強前より小さくなっており、かつ割線剛性（図中の近似直線の傾き）が大きくなったことは明らかである。このことは常時微動における応答変形により耐震補強前後層剛性の評価が可能であることを示唆している。梁間方向の割線剛性を見ると、2・3階より1階の剛性増大が大きいことが示されている。

B棟の応答-変形関係図について、桁行・梁間方向とも割線剛性の増大が見られて、増設した外付けフレーム架構の影響と考えられる。また、桁行方向1階の変化が最も大きいと考えられる。

C棟は、桁行方向の割線剛性は多少減少していることが示されて、耐震補強手法（炭素繊維巻き補強）および重量変化とよく一致していると考ええる。一方、梁間方向について、縮約3'階（縮約前の5F～7F）の割線剛性は減少しているが、1'・2'階（縮約前の1F～5F）の割線剛性は増大していることが示された。よって、本手法より算定された推定剛性の変化は耐震補強手法の特徴および建物の重量変化とよく対応していることが分かった。本手法は、誤差を小さくするため、偏差率を5%として設定している。有効点は多いほど、算定精度が確保できると考える。今後、推定剛性の精度を向上するためにはさらに多くの建築物でのデータ蓄積が必要であり、計測時の周囲の環境を重視し、長時間のデータを取得することが必須と考えている。

「卓越周期法」と同様に、耐震補強前後の設計剛性と推定剛性の変化率の相関に着目する。本方法を用いて推定された建物の等価剛性（割線剛性）と設計資料より算定された剛性の比較を表4.12に示す。等価剛性の真値と設計剛性の差が大きく、耐震補強効果の評価指標として使用するのは困難かもしれないが、層剛性の変化率についてはある程度の相関が見られた。



表 4.12 設計剛性と「応答-変形法」より算定された推定剛性の比較

建物	方向	階	算定方法	層剛性 K (kN/cm)		層剛性変化率
				補強前	補強後	
A 棟	桁行	3	設計剛性	10540	19036	<b>1.81</b>
			推定剛性	14515	20987	<b>1.45</b>
		2	設計剛性	11554	20106	<b>1.74</b>
			推定剛性	17587	32192	<b>1.83</b>
		1	設計剛性	17301	23074	<b>1.33</b>
			推定剛性	22638	35193	<b>1.55</b>
	梁間	3	設計剛性	14825	14546	<b>0.98</b>
			推定剛性	68225	61924	<b>0.91</b>
		2	設計剛性	15486	15521	<b>1.00</b>
			推定剛性	174170	185060	<b>1.06</b>
		1	設計剛性	16511	18583	<b>1.13</b>
			推定剛性	373640	436490	<b>1.17</b>
B 棟	桁行	2	設計剛性	41358	57119	<b>1.38</b>
			推定剛性	29874	44761	<b>1.50</b>
		1	設計剛性	30710	50944	<b>1.66</b>
			推定剛性	38713	68391	<b>1.77</b>
	梁間	2	設計剛性	104965	109357	<b>1.04</b>
			推定剛性	49605	88956	<b>1.79</b>
		1	設計剛性	107372	107640	<b>1.00</b>
			推定剛性	107540	131270	<b>1.22</b>
C 棟	桁行	3' (縮約)	設計剛性	20769	24684	<b>1.19</b>
			推定剛性	39866	34031	<b>0.85</b>
		2' (縮約)	設計剛性	19988	27369	<b>1.37</b>
			推定剛性	48012	42806	<b>0.89</b>
		1' (縮約)	設計剛性	25979	38237	<b>1.47</b>
			推定剛性	62516	61866	<b>0.99</b>
	梁間	3' (縮約)	設計剛性	28325	25666	<b>0.91</b>
			推定剛性	33303	30350	<b>0.91</b>
		2' (縮約)	設計剛性	25604	41113	<b>1.61</b>
			推定剛性	39947	45085	<b>1.13</b>
		1' (縮約)	設計剛性	29344	68333	<b>2.33</b>
			推定剛性	81868	86264	<b>1.05</b>

注：①変化率=耐震補強後の値/耐震補強前の値

設計剛性と推定剛性の相関を明らかにするため、この三つの手法により求めた耐震補強前後の層剛性の変化率（耐震補強後/耐震補強前）を図 4.24 で比較した。この図は、縦軸に設計における層剛性の変化率、横軸に計測で得られた層剛性の変化率の推定値を取り、両者の値を比較した。その結果、「1 質点系法」より算定された全体剛性の変化率は 3 棟ともに 1.0 より近い位置に集中していることが分かった。「卓越周期法」および「応答変

形法」より検討された A 棟および B 棟については概ね、設計層剛性と推定層剛性は対応しているものの C 棟については差が大きくなっている。先ほど説明したように、C 棟の設計剛性は耐震補強前後の誤差も大きいことが原因の一つと認められる。

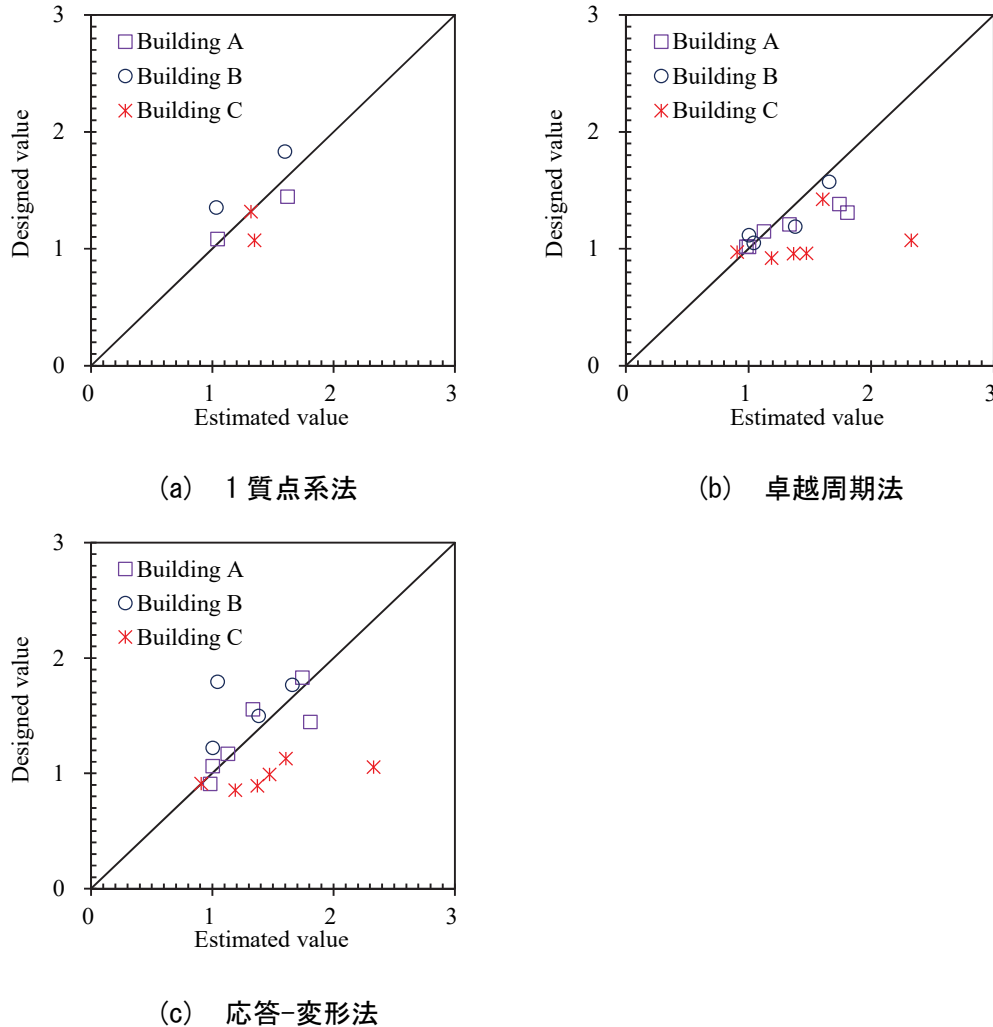


図 4.24 層剛性の変化率に関する設計値と推定値の比較

本研究で提案した「応答-変形法」を用いて層剛性の変化率を評価指標とすることは、常時微動測定値を用いた手法としては現状技術の中では、耐震補強効果を検証するのは有効であると考えている。「1 質点法」より各層の強度変化が評価でき、「卓越周期法」とほぼ同程度の結果が求められるが、「卓越周期法」より常時微動レベルで上部層の卓越位置の不確定性の影響は受けない。長い測定期間中のデータを使用し、平均値の偏差レベルを向上させるうえで、推定精度を確保できると考える。一方、本実験の「応答-変形法」により推定した層剛性の真値と設計剛性の誤差は大きい。この原因は採用したバンドパスフィルターの幅の影響であり、今後は真値との一致性の検討が必要である。特に、ばらつきも大きいことから、ここで示した層剛性の推定法についてはさらにデータを蓄積して検討する必要があると考えている。

#### 4.4.2.4 層剛性の変化による定量的評価手法に関する考察

本節では、無線振動計測システムを用いて、耐震補強工事が行われた計測対象のうち3つの建物に着目した。この3つの建物の耐震診断・補強設計の資料を基本参考値とし、常時微動計測との関連性を検討した。2013年から2015年にかけて耐震補強前後の常時微動計測を行い、得られた加速度データを用いて定量的評価結果を示している。この3つの建物に対して提案した常時微動計測から求めた層剛性の変化率を評価指標の定量評価手法により得られた知見は以下の通りである。

- 1) 層剛性の評価手法について、「1質点法」、阿部・守ら提案された上部階「卓越周期法」および本研究で提案した「応答-変形法」の3つの結果を示した。「1質点法」により推定した建物全体の剛性変化と設計値はよく一致しているが、各階の補強効果が評価できないのが現状である。「卓越周期法」は対象階以上の振動系を分離して解析する手法であり、各振動系の1次振動周期をもとに層剛性を逆算する。しかし、本手法は最上階から1階まで逆推定するため、最上階の剛性の推定精度は全体に影響すると考えられるので、最上階の推定剛性の精度が要求される。一方、常時微動計測において、最上階と隣接下階の伝達関数により1次振動ピークを同定するのは困難であり、最上階の読み取り誤差が生じる場合、建物の各階にこの誤差により影響が生じる可能性が高いと考えられる。
- 2) 本研究の手法で推定した層剛性と耐震診断設計資料の層剛性を比較すると、各棟について耐震補強前後の剛性の増大（変化）は定性的に確認できた。しかし、設計値と計測値では層剛性の絶対値のばらつきが見られ、層剛性の真値を用いた定量的な評価は今後の課題であることを確認した。特に、計測データにより層剛性を推定する時のフィルターの設定は重要である。よって、本論では、層剛性の変化率を評価指標とし、耐震補強結果を定量的評価した。設計層剛性の変化率と提案した「応答-変形法」により推定された層剛性の変化率のバラツキは見られたが、変化傾向や変化幅はよく一致していることが分かった。本手法は測定区間中の全データを採用し、許容誤差率の設定により精度も確保できる。しかし、バラツキを解除するため、検討対象の耐震補強前後の設計手法の統一および耐震補強前後計測事例の蓄積が重要である。

#### 4.5 まとめ

本章では、無線振動計測システムを用いて耐震補強前後の建築物へ適用し、振動計測により得られたデータから耐震補強効果の検証を行った。検証手法は固有周期および振動リサージュによる概略評価するための定性的評価方法と層剛性の変化率を詳細に検討する定量的評価手法である。本実験の建物を対象として行った常時微動計測では主として下記のような知見が得られ、無線振動計測システムを用いて建物の耐震補強効果を検証する有効性が確認された。

- 1) 本研究の無線振動計測システムを用いて常時微動計測を行い、工事現場の休憩時や学校の昼休みを利用して計測実験を実施できたため、耐震補強効果を検証する簡便性が確認できた。
- 2) 定性評価手法では、固有周期、応答レベルおよび振動リサージュなどの基本振動性状を評価指標とし、耐震補強前後の変化傾向により耐震補強効果を検証する手法である。耐震補強前後の評価指標値の大きさの変化、振動性状の変化により簡単に判断できるため、建築専門以外の建築管理者でも利用できると考える。定性的評価手法を利用し、対象建物9棟の振動性状の変化をよく評価できたことを確認できた。本論で提案した振動リサージュにより耐震補強効果を定性的評価することの有効性を確認された。一方、本システムを利用する場合、解析方法によりバラツキが生じる可能性が高い。また、定性的評価手法では、建物の構造特性および耐震補強方法の特徴を十分把握するうえで、工学的に考察することが重要である。
- 3) 定量的評価手法は定性的評価手法を開発するうえで、耐震診断・補強設計資料を参考にして提案した方法である。定性的評価手法は各建物の個性を把握することにより、強度増大型耐震補強建物に対して共通に応用できることと期待されている。本実験では、設計資料を有する3つの建物を検討対象とし、耐震診断・補強設計により得られた結果と常時微動計測結果の検討を行った。特に、新規的な層剛性変化（応答-変形法）による耐震補強効果を評価する手法を提案し、提案方法の適用性有効性も確認された。現段階では、推定剛性と設計剛性のバラツキが生じているため、剛性変化率を導入し、評価指標として使われている。変化率に着目すると、設計指標と常時微動計測により推定された指標の変化傾向の一致性が確認できた。一方、変化率の大きさのバラツキも確認できたが、大きな誤差は見られなかった。

本研究は、耐震補強効果の検証手法を確立し、その有効性を確認した。提案した方法を用いての耐震設計・工事検査技術の進歩に役立つものであると考える。しかし、検証手法の精度や信頼性を向上させるため、今後、以下のいくつかの点に注意する必要がある。

- 1) 計測事例データを蓄積することは極めて重要であり、様々な建物を計測して分析し、評価手法を改善すること。
- 2) 定量的評価手法の応答加速度と変位を求めるための最適なフィルターを採用するのは、推定剛性の真値と設計剛性の誤差を小さくなること。
- 3) 変化率を使用して、耐震補強効果を評価する可能性を示したが、設計剛性と推定剛性の変化率の数値的な換算関係を明確化することが必要である。
- 4) 比較対象としての設計指標について、耐震補強前後の設計手法の統一性を確保することが重要である。

## 参考文献

- 4.1) (一財) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説，2001
- 4.2) 平成 20 年度建築基準整備促進補助金事業報告会：耐震診断法の高度化に関する検討，(一財) 日本建築防災協会，2009.5
- 4.3) Takahashi, A., Fukumoto, M. and Kohara, K.: A study on vibration performances of Japanese traditional timber buildings based on microtremor measurements, Protection of historical buildings, PROHITECH 09, pp.475-480, 2009.6
- 4.4) 柳澤泰男，田端千夏子，大橋好光：既存木造軸組構法住宅の耐震性評価の精度向上のための常時微動の活用に関する研究 実測値と理論値の関係，日本建築学会技術報告集，Vol.17，No.37，pp.873～878，2011.10
- 4.5) Davide, R., Fabrizio, G., Alessandro, B. and Luigino, D.: Ambient vibration tests on a reinforced concrete school building before and after retrofitting works with external steel “dissipative towers”, Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, pp.2509-2516, 2014.7
- 4.6) T. F. Paret, K. K. Sasaki, D. H. Eilbeck, S. A. Freeman: Approximate Inelastic Procedures to Identify Failure Mechanisms from Higher Mode Effects, Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.966, 1996.6
- 4.7) Muraoka, N., et al.: Evaluation of the effects of seismic retrofit for reinforced concrete school building using microtremor observation, The 1st International Conference on Urban Disaster Reduction, CD-ROM 8P, 2005
- 4.8) 君ヶ袋智彰，吉永伸太郎，石原節夫，大場新太郎：常時微動測定に基づく耐震補強前後の固有周期の変化，日本建築学会大会学術講演梗概集（構造Ⅱ），pp.1171～1172，2012.9
- 4.9) 阿部良洋，守研二：既存 RC 造学校建物の水平層剛性に関する微動解析からの検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（構造Ⅱ），pp.739～740，1990.9
- 4.10) 阿部良洋，守研二：常時微動観測に基づく建物層剛性の推定，東北工業大学紀要（Ⅰ：理工学編），No.91，pp.99～109，1991.3
- 4.11) 星幸男，久田嘉章，山下哲郎，鱒沢曜，島村賢太：超高層建築における常時微動・人力加振・地震観測記録と 3 次元立体解析結果の比較検討による振動性状評価に関する研究，日本地震工学会論文集，第 10 巻，第 2 号，pp.73～88，2010
- 4.12) 池田芳樹，久田嘉章：限られた階の地震観測記録を用いた建物全階の応答推定，日本地震工学会論文集，第 13 巻，第 4 号，pp.38～54，2013
- 4.13) 杉本浩一，岡田敬一，白石理人，森井雄史：多点移動常時微動計測と伝達関数再構築による高層建物の振動特性評価，清水建設研究報告，第 91 号，pp.37～44，2014
- 4.14) 區兆駒，吉田郁政：ベイズ理論に基づく常時微動を用いた振動モード推定の基礎理論とその実用化，土木学会論文集，A2（応用力学），Vol.68，No.2，（応用力学論文集，Vol.15），pp.I\_59-I\_67，2012
- 4.15) K. Izuno, H. Iemura, Y. Yamada, and T. Ohkawa: Inelastic earthquake response analysis and damage assessment of retrofitted RC structures using extended fiber model, Structural Eng./Earthquake eng., Vol.10, No.1, pp.13s～22s, 1993.4

- 4.16) 日本建築学会：建築物の耐震性能評価手法の現状と課題 限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴応答解析，pp.99～100，2009
- 4.17) 鈴木ちひろ，辻聖晃，吉富信太，竹脇出：風外力を受ける超高層建築物の逆問題定式化に基づく時刻歴解析用縮約構造モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.640，pp.1073～1081，2009.6
- 4.18) 辻聖晃，国分宏樹，吉富信太，竹脇出：非線性復元力特性を有する制振ダンパーの構造縮約モデルを用いた最適配置法，日本建築学会構造系論文集，Vol.75，No.658，pp.2143～2152，2010.12
- 4.19) 建築研究振興協会：常時微動測定による既存建物の耐震改修効果確認法指針（案）・同解説，pp.19～22，1997.3
- 4.20) 楠浩一，勅使川原正臣：リアルタイム残余耐震性能判定装置の開発のための加速度積分法，日本建築学会構造系論文集，No.569，pp.119～126，2003.7
- 4.21) 平田悠貴，飛田潤，福和伸夫，長江拓也：一般的な強震計を用いた高層建物試験体の層の履歴特性の推定と損傷評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（B-2，構造Ⅱ），pp.157～158，2010.7



## 第5章 道路橋床版の劣化診断への適用

### 5.1 はじめに

日本国内の土木構造物において、高度経済成長期以来、道路ネットワークの確保の観点から建設された数多くの道路橋構造物が都市生活の利便性に大きな役割を果たしている。一方、それが 60 年を迎える時期に入って、経済の成長に伴い車両の大型化・高速化によって道路橋構造物は常に過酷な振動状況にさらされており、振動による部材の劣化や疲労損傷などが懸念されている。海外においても、日本より早く道路整備が進んだ国に、道路・橋梁構造物の劣化が原因で損傷事例が多く発生した。例えば、2007 年発生したアメリカミネソタ州での落橋事故（I-35W）<sup>5.1)</sup> で、老朽構造物の維持管理の重要性が全世界で強く認識されている。近年、高度経済成長中の中国において、使用年数が短い構造物の損傷が多く発見されて、2011 年に建設された陽明灘大橋が、2012 年 8 月に倒壊し、多くの死傷者が出た。我々研究者や技術者は、その事故の原因を探究する上で、工学の立場から事故の予防と技術の発展が重要なことと考える。

一般にコンクリート系構造物の劣化や健全度は、ひび割れ、中性化及び鉄筋の発錆などを対象とした目視や非・微破壊検査を主体とした調査結果を利用して診断されているが、社会インフラの劣化や損傷を的確に診断するための計測対象物性値の一つとして、構造物の振動性状が挙げられる。道路橋構造物の老朽化が進む中、適正な健全度を維持しながら継続的に供用されるためには、これらの構造物の健全度を定量的に明らかにする必要があるため、振動性状に注目した研究が精力的に行われている<sup>5.2), 5.3), 5.4)</sup>。診断（劣化判定）は、前回の点検結果との相対比較が最も重要と考えている。振動数、振動モードなどの振動特性の変化により、道路橋構造物の稼動状況を把握し、経時的に健全性の評価も期待できると考える。

そこで、本研究では、土木構造物の床版を対象とし、予防保全の観点から無線振動計測システムを用いた点検技術を確立することを目的とした。本章では、この目的を実現するため、以下の実験と考察を行った。

- 新設道路及び老朽橋梁床版への適用実験を行い、本無線振動計測システムの土木構造物への適用性について確認する。
- 適用性を確認したうえ、床版の振動モードなどの解析手法を確立する。
- 適用実験により得られた知見を既存道路橋の床版へ適用し、劣化・損傷検査手法を提案する。

## 5.2 道路橋床版への適用実験

土木構造物と建築物では使用目的や機能の違いに伴って構造特性が異なる。建築物は一般的に不静定構造が多いが、土木構造物では、使用機能を果たすため、線状的に多く建設されており、また、接合部分に建築物に比べると相対的に剛接合は少ない。また、土木構造物において、技術の進歩に伴い長大スパン化が主流となり、床版の振動特性は複雑となっていると考えられる。建築構造物と土木構造物に関して、その鉛直方向（質点数など）及び水平方向（スパン長・接合方式など）の違いが存在し、本無線振動計測システムを用いて建築物への適用性は多くの実験により検証されたが、土木構造物への適用の検証実験を行うことが必要である。

経年劣化や自然災害により道路橋床版の劣化が生じ、新設時より剛性の低下や支持部の劣化により支持バネの変化が発生し、老朽と新設土木構造物の振動特性が異なる。本節では、本無線システムを用いて既存道路橋及び新設高架橋床版へ適用実験を行い、本システムの有効性を確認した。また、床版の複雑な振動モードを抽出するための解析手法を提案し、今後の老朽土木構造物の劣化診断手法を確立するための基礎データの蓄積を行った。

### 5.2.1 老朽橋梁での計測

#### 5.2.1.1 計測対象の橋梁概要

計測対象の橋梁の外観を写真 5.1、橋梁の劣化状況を写真 5.2 に示す。橋梁の諸元を表 5.1 に示す。対象橋梁の下部工はRC門型ラーメン、上部工はゲルバーT桁のRC橋梁であり、昭和 16 年の竣工から 72 年（計測時までの年数）が経過している。なお、昭和 45 年に下流側に歩道橋が増設され、昭和 46～47 年に主桁コンクリート剥離部が樹脂系モルタルで部分的に補修された。さらにその後、橋梁下面の一部に鋼板接着補強及びゲルバーヒンジ部の補強工事が行われた。昭和 49 年から平成 15 年まで、定期的に橋梁の健全性調査実験を行い、余寿命の推定と老朽度評価が行われてきた。近年の調査データによると、当該橋梁の損傷と劣化が進行しているが、今後は更に加速的に劣化が進行する可能性が高いと指摘された。特に、ひび割れの進展と鉄筋の腐食、中性化の影響に伴う橋梁全体剛性の低下、交通量の増大・大型車両の通行などによる上部構造の耐荷性・使用性の懸念が指摘された。そして平成 15 年の調査結果により当該橋梁の余寿命は 5～10 年と判定され、設計当時からの設計基準の変遷に伴い、耐震安全性が不足と判定され、実験当時では橋梁の架け替えが進めている。



写真 5.1 対象橋梁の外観



写真 5.2 対象橋梁の劣化状況

表 5.1 対象橋梁の諸元

場 所	広島県と山口県の県境
建 設 年	昭和 16 年（経過 72 年）
上 部 工	8 径間 RC-T 桁ゲルバー橋（5 主桁）
下 部 工	鉄筋コンクリート門形ラーメン
橋 長	168.3 m（全長）
有効幅員	11.0 m

### 5.2.1.2 実験概要

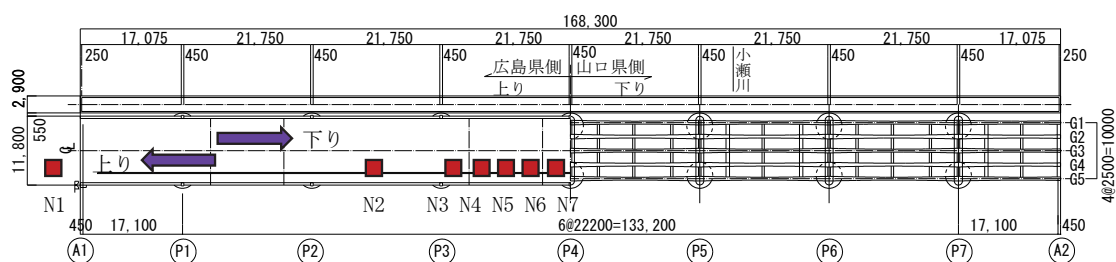
振動特性を劣化診断に活用する研究は既に多数実施されており、そのうち健全性を確認するために固有振動数に着目した加振実験<sup>5.5)</sup>や車両の走行荷重をもとに構造部材の振動特性を計測した事例がある<sup>5.6)</sup>。本実験は、実験用大型バスが通行する時の橋梁床版の交通振動測定および常時微動測定を実施し、橋梁の固有振動数、変形モードなどに関する振動性状把握精度の考察を行った。Type A のセンサを対象橋梁の床版の上表面に設置し、常時微動及びバス通過時の橋梁床版の応答加速度を計測した。測定データを無線で約 15m 離れた車両通行から安全な位置のパソコンに転送し、データを収録した。写真 5.3 に試験状況及びセンサの設置イメージを示す。



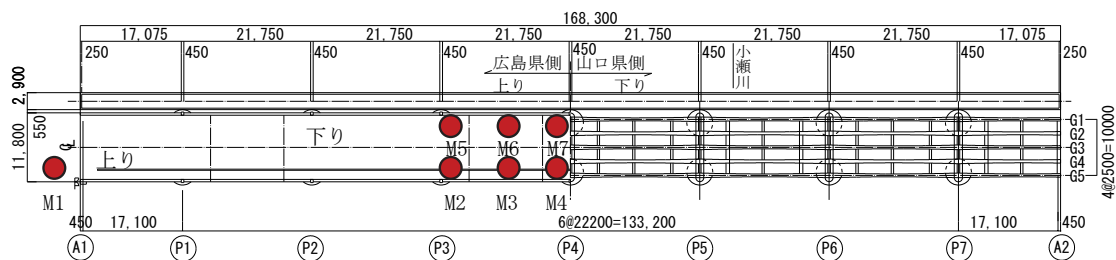
(a) 実験用大型バス及び車内センサ設置 (b) 床版に設置したセンサ

写真 5.3 試験状況及びセンサの設置イメージ

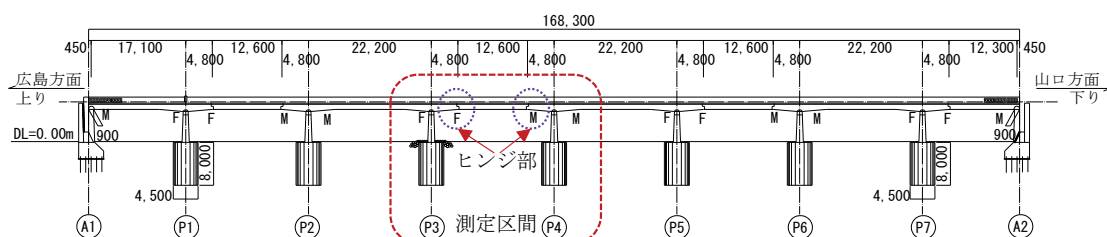
図 5.1 に対象橋梁の概略図及び各実験ケースの計測位置を示す。同図に示すように、基本的に計測は 8 径間（スパン）のうち P3 と P4 間のスパンを対象とした。図 5.1 (a) に示す CASE-1（線状配置）の計測では、対象橋梁の幅員方向の片側において、5 台の加速度センサ（Type A）を橋梁の長手（橋軸）方向に設置した（図中の N3～N7）。また、橋梁端部から少し離れた地盤面（図中の N1），隣接スパンの中央（図中の N2）にもセンサを 1 台ずつ設置した。なお、N3 と N4 の間、N6 と N7 の間にゲルバー梁のヒンジが設置されている。図 5.1 (b) に示す CASE-2（面状配置）では、橋梁の平面的な振動特性を抽出するため、P3～P4 間の橋梁の両側に 6 台のセンサを設置した（図中の M2～M7）。また、参考として図 5.1 (c) には対象橋梁の側面図を測定対象スパンとともに示している。



(a) CASE-1 の実験における Type A センサの設置位置



(b) CASE-2 の実験における Type A センサの設置位置



(c) 対象橋梁の側面図

図 5.1 対象橋梁と Type A センサの設置位置

常時微動はサンプリング周波数 100Hz、計測時間 300 秒、加速度入力タイプは DC として計測した。また、大型バスの通過による振動実験では、床版上で常時微動計測と同じ Type A の無線加速度センサを使用し、さらにバス車内の床面に Type B のセンサを設置して車両の走行時振動を計測した。なお、通過車両の速度の影響を考察するため、バスの走行速度



は、CASE-1 の計測（線状配置）では約 30km/h、CASE-2（面状配置）では約 20km/h および約 40km/h とし、バスの走行速度が橋梁床版の振動特性に及ぼす影響に関する考察も行った。バスは橋梁の幅員方向に対して、上り時にはセンサ N2～N7（CASE-1）およびセンサ M2～M4（CASE-2）に近い側を通過し、下り時には遠い側を通過させた。

### 5.2.1.3 計測結果

前述のように示した実験概要において、常時微動及び大型バス通過時の橋梁床版（対象区間：P3～P4 間）の応答特性の分析を行った。常時微動計測では、ゲルバーヒンジ部の床版をモデル化し、FEM ソフトを用いて固有解析を行い、測定結果の妥当性を確認した。大型バス通過実験では、バス通過前後の応答性状、変位モード、通過速度の変化により振動性状の変化を考察した。

#### (1) 常時微動測定結果

地盤面に設置したセンサ M1 に対する床版中央計測点 M3 と M6 の伝達関数を図 5.2 に示す。応答の極値が多く存在している、また、一次固有振動数（3.52Hz）以外の高周波領域の極値の応答倍率は大きいことが示されており、本研究により推察された老朽橋梁の特徴ということも考えられる。

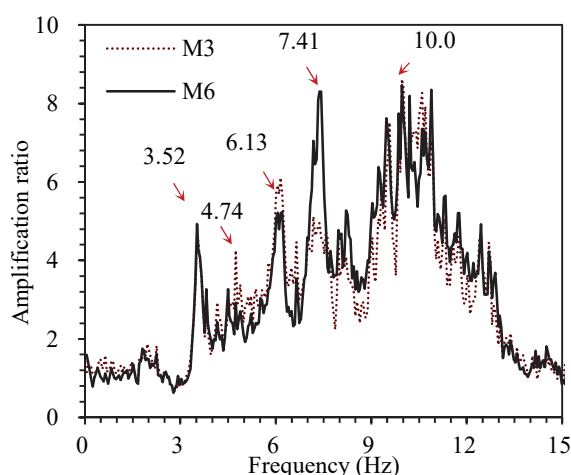


図 5.2 計測区間床版中央鉛直方向の伝達関数（地盤に対する）

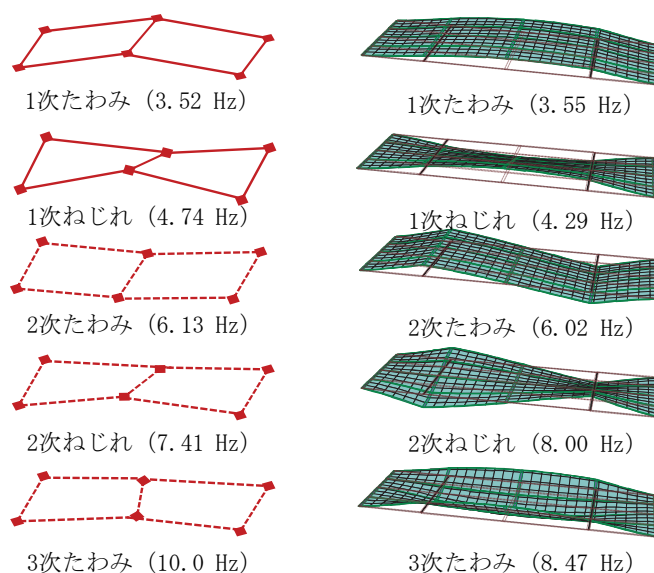
常時微動計測結果と比較するため、表 5.2 の FEM 解析条件に示すように、ゲルバーヒンジ部床版を対象とし FEM により固有値解析を行った。解析は橋梁自重が重いため、常時微動では回転が起きないと仮定し、橋梁端部は完全固定支承モデルとした。また、詳細な設計図書や補修資料がないため、平成 15 年の調査結果を参考に、コンクリート強度及び仮定荷重を設定した。なお、仮定条件として、ゲルバーヒンジ部床版厚  $t=50$  mm に低減してモデルを構築した。表 5.3 に常時微動測定と固有値解析より得られた振動数を、図 5.3 に振動モードを示す。

表 5.2 FEM 解析条件

項 目	内 容
解析タイプ	線形静的解析
使用要素	シェル（床版 $t=250$ mm）
仮定荷重	床版仕上げ： $500 \text{ N/m}^2$ 手摺等： $13.0 \text{ kN/m}$
ヤング係数	$2.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ （コンクリート）
ポアソン比	0.2（コンクリート）
支承条件	固定支持（両端）

表 5.3 振動数の比較（鉛直方向）

項 目	振動数（Hz）				
	1次たわみ	1次ねじれ	2次たわみ	2次ねじれ	3次たわみ
常時微動計測値	3.52	4.74	6.13	7.41	10.00
固有値解析	3.55	4.29	6.02	8.00	8.47



(a) 常時微動測定結果

(b) 固有値解析結果

図 5.3 変形モードの比較

一次固有振動数において、常時微動測定結果では  $3.52\text{Hz}$ 、固有値解析では  $3.55\text{Hz}$  と得られた。解析結果と振動計測結果から求めた固有振動数は、若干の差があるが、振動モードには大きな相違は認められなかった。ただし加速度センサによる計測から橋梁床版の振



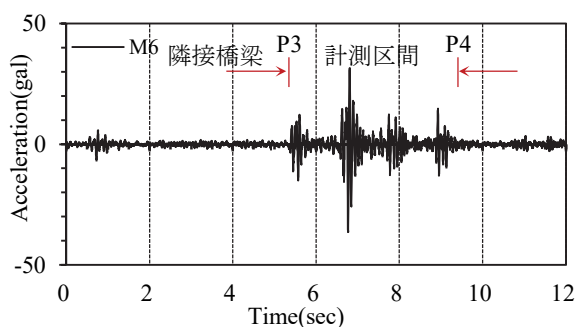
動モードを考察するためには、更に多くのセンサの設置が必要であり、特に高次モードを同定するため、センサの設置位置や数を工夫するのは重要である。よって、本システムを用いて常時微動レベルの低次モードの振動特性を把握するのは可能である。

## (2) 路線バス走行実験結果

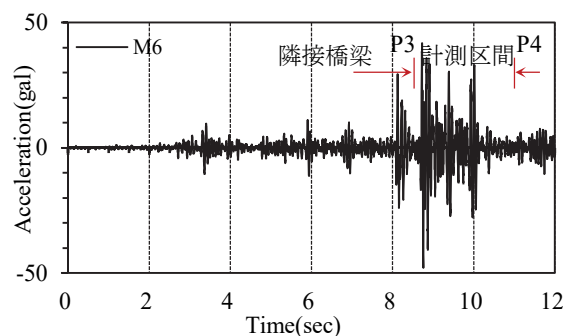
道路・橋梁構造物の振動特性の把握手法として、走行車両による振動応答成分、車軸（バネ下）振動情報から変状を検知する手法が多く提案されている<sup>5.7), 5.8)</sup>。本研究では、床版に直接無線加速度センサを設置し、床版の振動性状により健全性評価手法を提案するように行っている。本章では、車両通過時の振動性状の把握精度の検証実験を行い、その結果を紹介する。

バス走行時に橋梁床版上で計測された加速度波形の例として、CASE-2 の実験において、バス下り方向走行時に橋梁中央位置に設置された無線加速度センサ M6 の応答加速度を図 5.4 に示す。図中、矢印で示された P3 と P4 の区間が計測対象の橋梁をバスが通過したときの計測波形である。同図(a)はバス速度約 20km/h、同図(b)は約 40km/h で通過した時の波形である。最大応答加速度はバスが約 20km/h で通過した時は 36.3gal、約 40km/h で通過した時は 41.4gal であった。また、計測区間をバスが通過した時の応答が一番大きい、隣接スパンから計測区間に進入前に計測区間の床版に応答を与えていることが示されている。

本実験においてバス内に設置したセンサの加速度波形を図 5.5 に示す。この図では走行バスが橋梁進入時の加速度振幅に衝撃的な波形が記録されているが、その後に大きい変動が見られなかった。これはバスのサスペンション等の影響と考えられ、本実験の範囲では車両の床に設置した加速度波形と橋梁に生じた加速度波形には明確な相関が認められなかった。車両に設置した加速度センサより橋梁に与える動荷重を計測したい場合には、車両のバネ特性等を考慮した上でセンサの設置位置を定めることの重要性が認められた。



(a) バス速度 20km/h の床版中央応答加速度波形



(b) バス速度 40km/h の床版中央応答加速度波形

図 5.4 橋梁床版の応答加速度波形

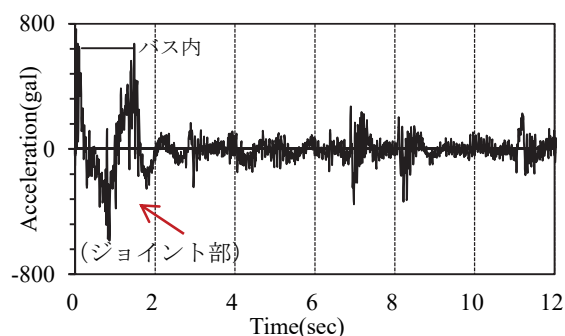


図 5.5 大型バスの応答加速度波形（バス速度 40km/h）

車両の通過速度の影響を明らかにするため、表 5.4 にバス速度 20km/h、30km/h と 40km/h で通過（上り）した時の床版の最大応答加速度を示す。通過速度の増大に伴い鉛直方向の応答加速度の増大が明に見られた。応答加速度の増大によって振動特性の変化に影響するかを検討するため、振動数及び減衰率を計算した。表 5.5 に常時微動計測と大型バスによる交通振動実験から得られたデータをフーリエ解析によって求めた卓越振動数およびハーフパワー法によって求めた減衰定数の算定結果を示す。卓越振動数は、常時微動の計測では 3.52Hz、大型バス通過時には 3.41Hz の値を示した。減衰定数は、常時微動時 2.70%、大型バス通過実験では 4.25%~4.84%程度の値が得られた。一方、公益社団法人日本道路協会の道路橋示方書では動的照査法における部材モデル化手法として、鉄筋コンクリート上部工の減衰定数は 3%を標準値としており<sup>5.9)</sup>、計測値はこれと近い値を示している。なお、同表に示すようにバスの走行速度の違いにより、橋梁の卓越振動数の変化は認められなか

った。よって、本無線振動計測システムを用いた構造物のヘルスマニタリングにはここで求めた一次固有振動数や減衰定数の経時変化を定期的に計測することで評価できるものと考えている。

表 5.4 バス走行実験時床版の最大応答加速度

位置	最大加速度 (gal)								
	20km/h			30km/h			40km/h		
	橋軸直交	橋軸	鉛直	橋軸直交	橋軸	鉛直	橋軸直交	橋軸	鉛直
②	3.45	1.43	2.19	3.60	2.53	10.01	6.79	2.88	3.41
③	2.43	2.12	12.53	4.86	1.74	9.49	4.35	5.66	32.32
④	4.72	1.63	2.61	3.41	3.07	<b>12.28</b>	6.22	2.67	3.88
⑤	7.23	1.35	3.97	3.53	2.72	13.17	8.01	4.18	6.79
⑥	3.65	2.95	<b>36.31</b>	4.84	2.83	11.96	9.11	5.74	<b>41.39</b>
⑦	3.45	1.85	2.78	3.65	2.37	10.75	6.05	3.16	6.66

注：位置②～⑦について、CASE-1 (30km/h) は N2～N7，CASE-2 (20, 40km/h) は M2～M7を示す。

表 5.5 卓越振動数及び減衰定数（鉛直方向）

項 目	常時微動	大型バス通過		
		20km/h	30km/h	40km/h
卓越振動数 (Hz)	3.52	3.41	3.41	3.41
減衰定数 (%)	2.70	4.25	4.84	4.40

### (3) 変形モードの確認

常時微動およびバス通過で測定された加速度の経時変化を、それぞれ卓越振動数 $\pm 0.1\text{Hz}$ の範囲でフーリエ逆変換したときの橋梁鉛直方向の加速度分布を一例として図 5.6 に示す。同図 (a)，(b) に示すように、常時微動において、床版鉛直方向の 1 次振動モードやねじれモードを把握することが出来る。また、同図 (c) のバス通過時の振動モードは常時微動測定より中央の応答量は多く見られた、同図 (d) の橋軸線状配置において、ゲルバーヒンジ部の影響は振動モードから反映された。本手法は、老朽橋梁床版の振動モード抽出方法として適用できると考えられる。

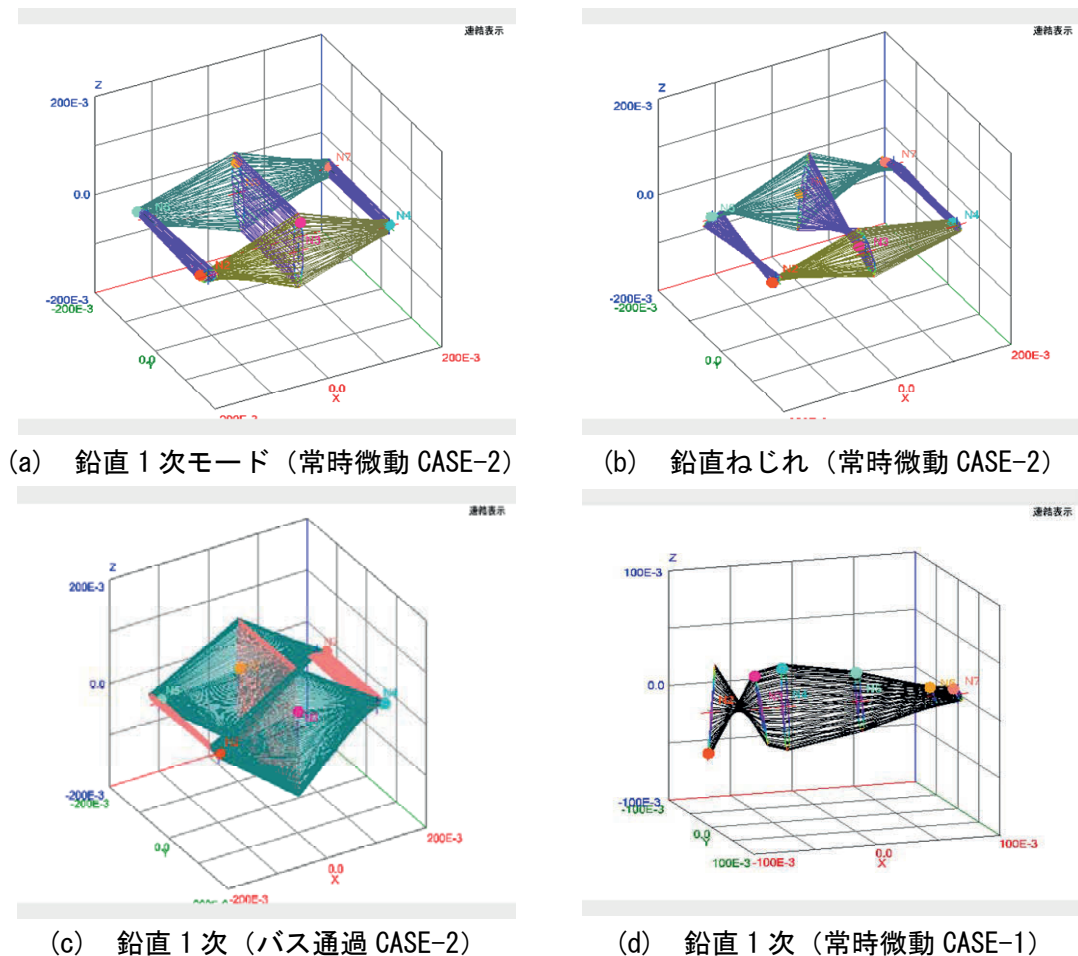
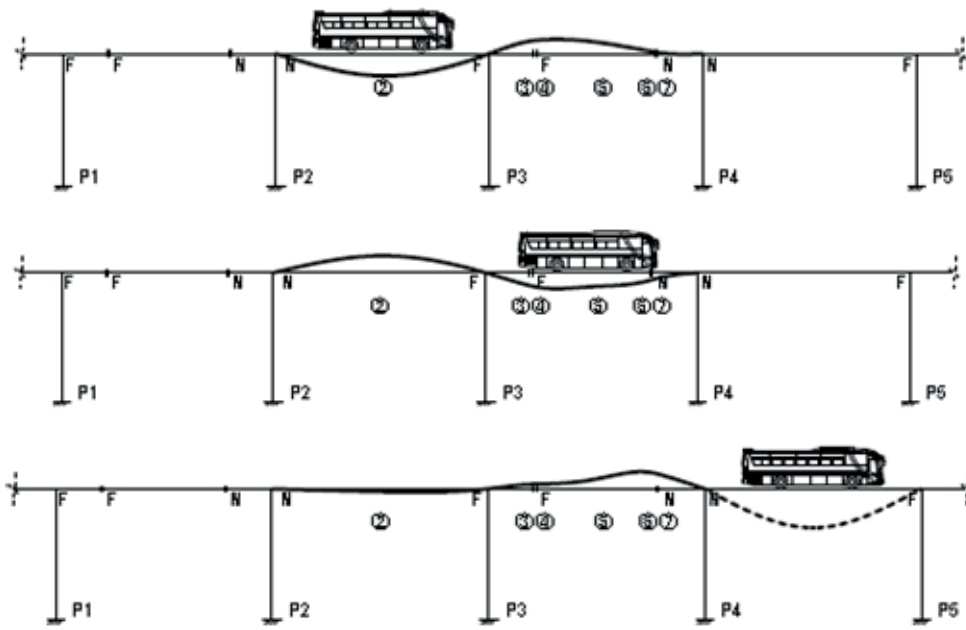
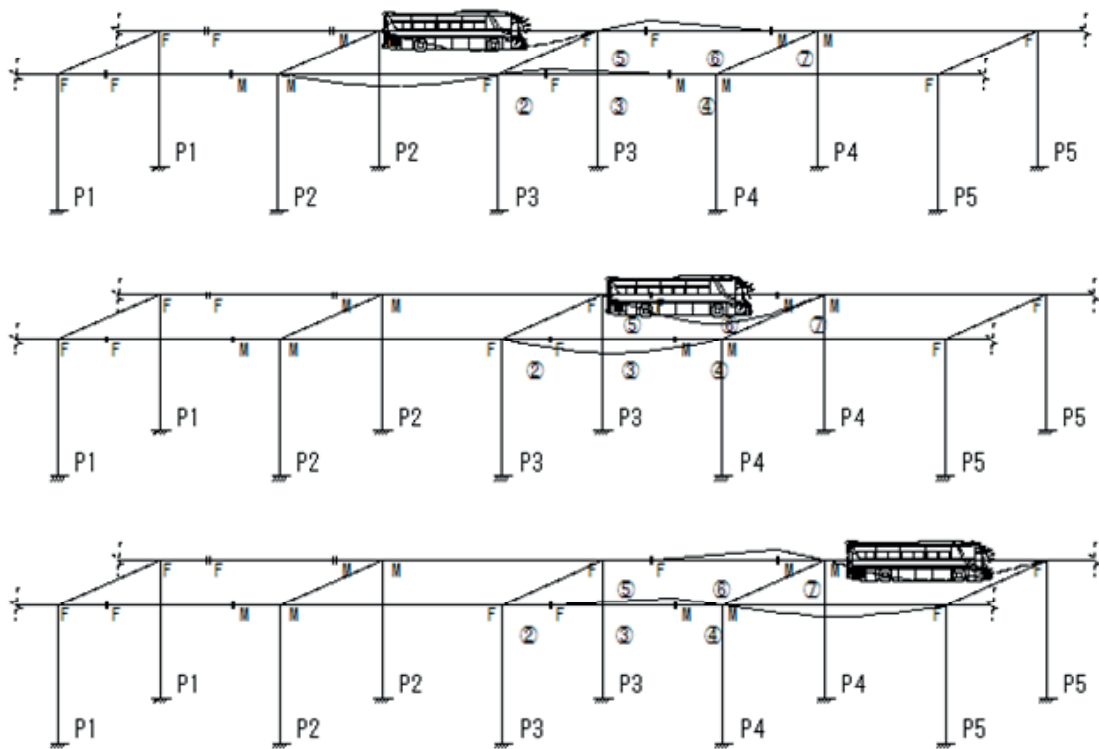


図 5.6 振動モード

バス通過時、橋梁床版全体の変形モードを把握するため、計測から得られたデータを 0.1Hz 以下の低周波数領域のノイズをカットし、ハイパスフィルターをかけて 2 回積分をして変位を算定した。図 5.7 にバス通過時橋梁床版の鉛直方向の変形の概念を示す。橋脚 P3～P4 間（ゲルバーヒンジのあるスパン）の橋梁床版は、バスが P2 に達したときに上方に変位し、バスが P3～P4 間を通過するときに、バスの重量によって下方に変形することが分かる。さらに計測対象の橋梁を通過後は再び橋梁が上方に変形する。同図 (b) の変形によると、バス通過側の変形が大きいことが示されており、車両の自重の影響により床版の変形が変化と考える。



(a) バス速度 30km/h



(b) バス速度 40km/h

図 5.7 バス通過時橋梁床版の鉛直方向変形の概念図（点線は予測変形モード）

車両通過時の床版変位量を明らかにするため、また、移動荷重としてバス通過時の周期を計測データにより正確に反映できるかを検討するため、図5.8にバスが下り方向に通過するときの橋梁の変位の経時変化を示す。図中、横軸の数字は経過時間、P2～P5の記号は橋脚におけるバスの位置を示す（図5.1参照）。同図よりバスが計測位置の隣のスパンに来たときに、計測位置は上向きに跳ね上がり、計測スパンに来たときに重力方向にたわむことが分かる。CASE-1とCASE-2のM3とN5及びCASE-2のM6に比較すると、橋梁の変位の絶対値におよぼすバス速度の影響が少ないことが分かる。これらの結果から、本計測対象では、交通振動が橋梁の変形に与える影響は車両重量の影響が支配的であり、車両通過による衝撃振動成分の影響は小さいことが分かった。なお、バスが上り方向に通過するときも同様の計測結果が得られている。また、図5.8のCASE-2において、M6の変位がM3に比べて大きいのは、バスが橋梁の幅員方向において、下り通行時はM6に近い位置を走行したためであり、図5.7と同様な結果が示された。

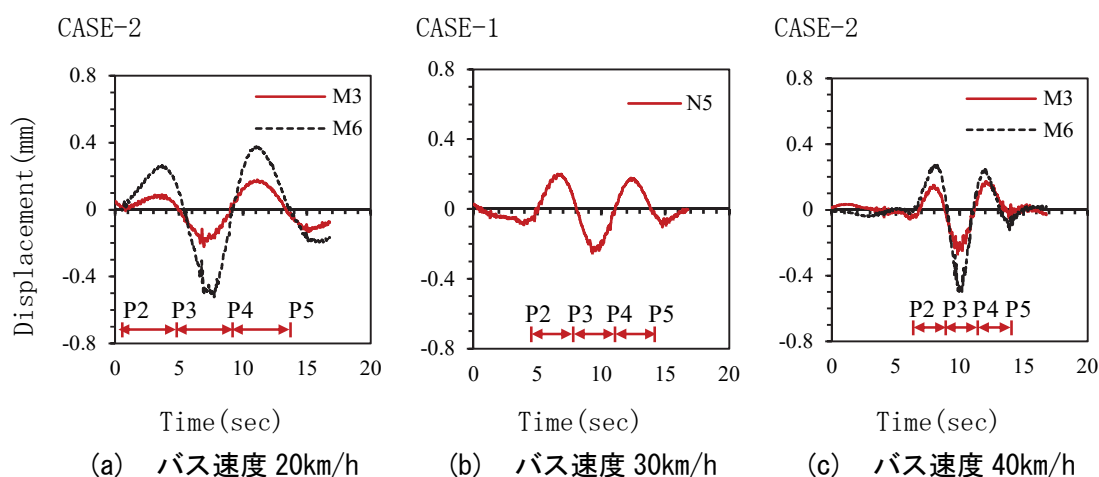


図5.8 バス通過時における橋梁床版変位の経時変化（バス下り走行時）

バスが測定区間（P3～P4間）の隣接支間から進入（P2～P3間）と退出（P4～P5間）時、その隣接支間の中央位置に通過時は計測区間（P3～P4間）の上り変位は最大とし、同様に、計測区間の中央位置に通過時のたわみを最大下り変位と仮定する。そして、バス通過時の移動周期 $T$  (sec)は式5.1に示すように算定する。算定された移動周期と計測より推定された移動周期（図5.8参照）の比較は表5.6に示す。

$$T = L/V \quad (5.1)$$

ここに、

$T$  : バス通過時の移動周期 (sec)

$L$  : バス通過スパン長 (m)

$V$  : バスの走行速度 (m/sec)



表 5.6 移動周期の比較

項 目	移動周期 $T$ (sec)		
	20km/h	30km/h	40km/h
算定値 (式 5.1)	8.00	5.33	4.00
推定値 (計測)	8.03	5.40	4.00

式 5.1 により算定された移動周期と計測データより得られた移動周期はほぼ同じ結果が見られた。バス通過時, 計測より床版の変形などの振動特性を正確に把握できると考える。

#### 5.2.1.4 老朽橋梁床版への適用実験の考察

本実験では, 無線加速度センサを用いて老朽橋梁の振動性状を計測した結果を示した。計測対象の橋梁に関して得られた知見は以下の通りである。

- 1) 常時微動計測で求めた橋梁の一次固有振動数は, 大型バス通行時の振動から計測した値よりも若干大きく, 減衰定数は小さく求められた。
- 2) 大型バスを用いた振動実験では, 無線技術により安全かつ簡便に橋梁の動的な振動特性を計測できた。なお, 本橋梁の鉛直変位の大きさはバス速度の影響は小さく, バスの重量が支配的であった。
- 3) 計測された加速度波形のフーリエ振幅の極値近辺の振動数 $\pm 0.1\text{Hz}$  でフーリエ逆変換して求めた変形モードは, FEM による固有値解析結果と概ね一致した。また, 橋梁のフーリエ振幅は一次固有振動数以外にも多くの極値が存在した。
- 4) 振動モード, 変位性状や移動周期の結果によると, 計測データから得られた橋梁床版の振動特性は橋梁床版の性状を正確に反映できることを確認された。

よって, 本手法を用いて老朽橋梁の床版へ適用できると考える。

## 5.2.2 新設道路床版への適用と初期値計測実験

### 5.2.2.1 計測対象の橋梁概要

計測対象は広島県内に建設された鋼5径間連続箱桁橋（非合成形式）であり，コンクリート床版工事は平成24年3月～平成24年12月28日に行われた。振動計測は2回に分けて行い，第1回目を平成24年11月7日に，第2回目を平成24年12月26日に実施した。写真5.4にコンクリート床版打設工事中の状況，図5.9に計測対象の道路高架橋の断面図，図5.10に側面図を示す。道路の北側には幅広い片持型歩道が付けられている。



写真5.4 対象橋梁の外観

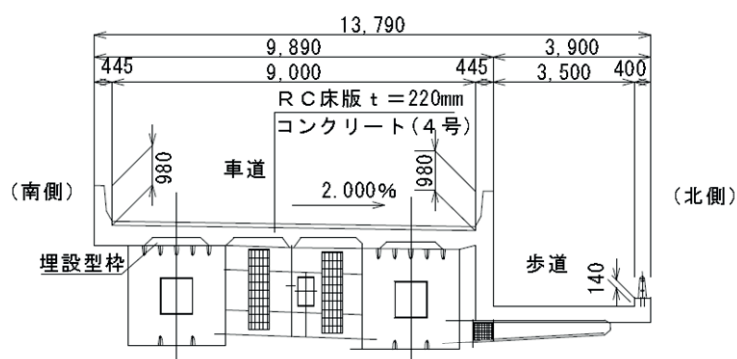


図5.9 対象高架橋断面図（上部工）

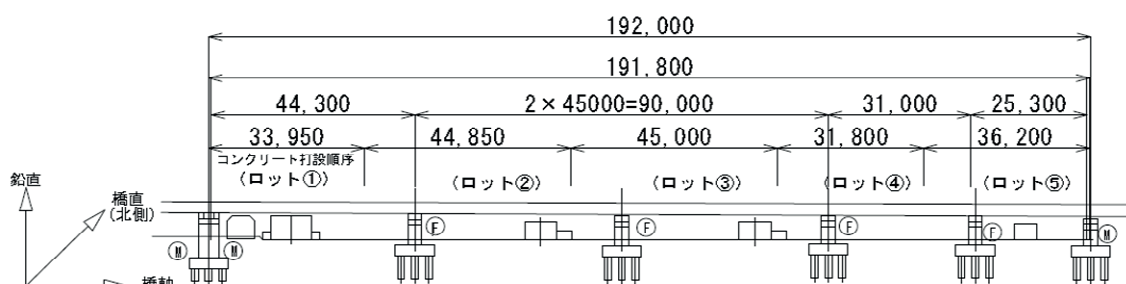


図5.10 対象高架橋側面図（南側）

### 5.2.2.2 実験概要

構造物の健全性評価の基準指標として、建設初期値のデータ保管が重要であり、初期値として保管すべき情報として、周波数特性に加えて振動モードなどの情報を保管し、経時的に相対比較するのは理想的な評価手法と考える。しかし、現存の構造物では、設計当時の振動特性指標値が測定されてないのが現状である。本実験は、新設高架橋の初期値計測とともに本無線振動計測システムの新設道路床版への適用性の検証実験を行った。

図 5.10 の側面図に示すように、対象高架橋の車道床版の打設ロットは 5 区間である。常時微動計測範囲において、第 1 回目では、ロット①～③、第 2 回目はロット①～⑤まで全区間の測定を行った。表 5.7 に計測時の床版コンクリートの材齢を示す。

表 5.7 振動計測時のコンクリート材齢

部 位	ロット	コンクリート材齢（日）	
		第 1 回計測時	第 2 回計測時
車道床版	①	9 日	58 日
	②	5 日	54 日
	③	1 日	50 日
	④	—	46 日
	⑤	—	42 日
歩道床版	—	—	81 日

第 1 回目の計測時において、ロット①は材齢 9 日、ロット②は材齢 5 日、ロット③は材齢 1 日であり、高さ 980mm の道路側面壁のコンクリートは未打設の状態であった。第 2 回目計測は第 1 回目計測から 7 週間後に行った。このとき、ロット①は材齢 58 日、ロット②は材齢 54 日、ロット③は材齢 50 日、ロット④は材齢 46 日、ロット⑤は材齢 42 日であり、また、道路側面壁のコンクリートは打設済みの状態であった。写真 5.5 に振動計測の様子を示す。高架橋床版の振動特性を把握するため、センサは複数の異なる計測パターンを設定して計測を実施した。計測サンプリング周波数は 100Hz、加速度入力タイプはダイレクト・カレント（DC）とした。



写真 5.5 振動計測の様子

## 5.2.2.3 計測結果

近い将来に数多くの橋梁構造物が設計寿命を迎え老朽化が進む中、今後も適正な健全度を維持しながら継続的に供用されるために社会基盤構造物の振動状況を明らかにする必要がある。健全度を評価する基準値として、新設時の初期値の把握がもっとも重要である。新設土木構造物の振動特性を適切に評価できるかを確認するため、建設中（床版工事）の高架橋を対象として検討した。建設中にコンクリート材齢の変化に伴う床版の固有振動数・応答の変化を参考値として老朽構造物の劣化程度の評価指標として可能であると考ええる。また、固有振動数の変化の確認とともに、振動モード性状の考察も行った。

## (1) コンクリート材齢と振動特性の関連性検討

既存土木構造物において、コンクリート床版の損傷の進行に伴う剛性の低下による構造物の固有振動数が変化する。しかし、損傷の程度により振動数の変化が見られない場合が多い。コンクリート強度と固有振動数の関係を明らかにすることが重要である。本実験では、建設工事中のコンクリート床版において、材齢が違う各ロットの固有振動数及び応答の考察を行い、本無線計測システムを用いて新設土木構造物への有効性を検討した。図5.11に橋軸方向において検討位置を示す。

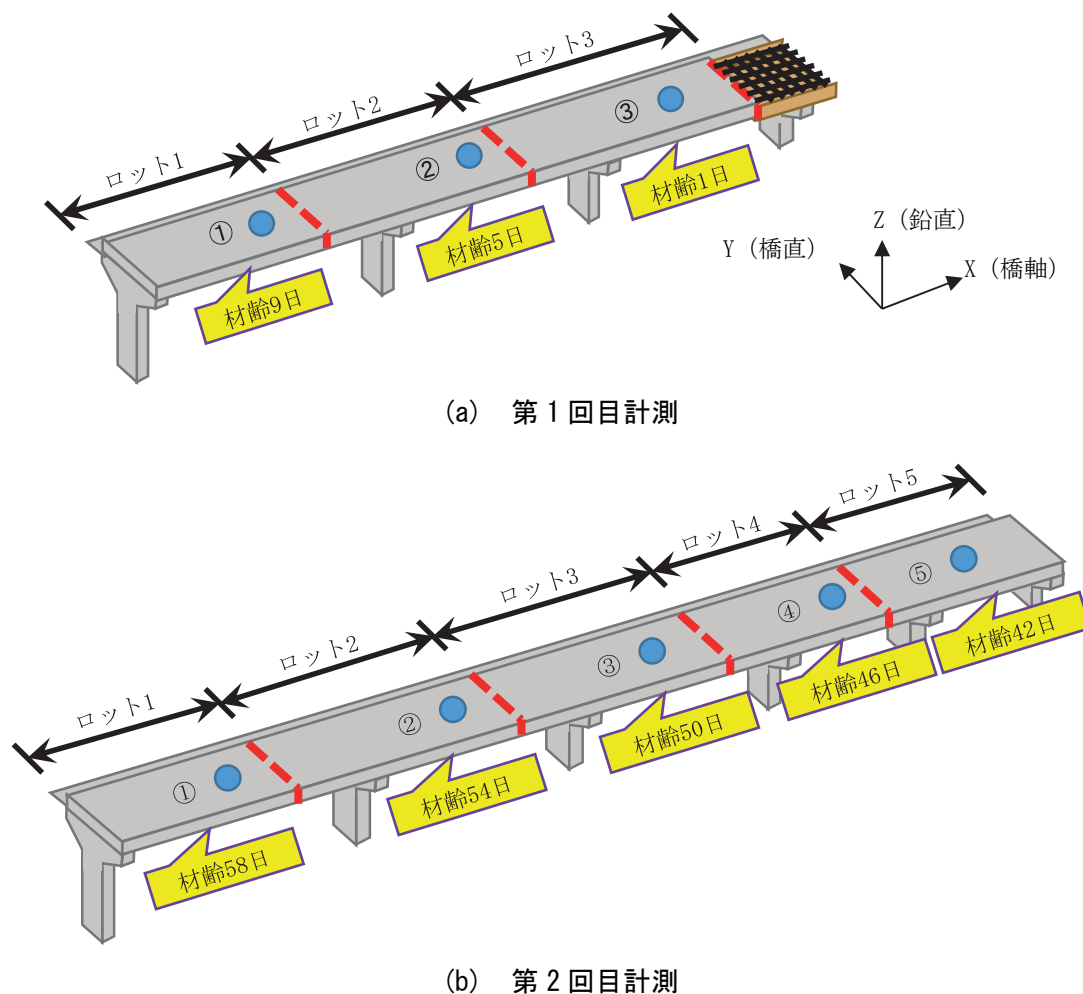


図 5.11 橋軸方向の測定位置

第 1 回目のロット①～ロット③及び第 2 回目のロット①～ロット⑤の各支間中央部に計測点として、コンクリート材齢の変化に伴う固有振動数の検討を行った。コンクリート材齢について、表 5.7 に示したように、第 1 回目計測時は最大材齢 9 日、第 2 回目計測は 4 週間以上コンクリートが完全硬化の状態である。図 5.12 に対象高架橋の橋直方向、図 5.13 に鉛直方向の応答加速度フーリエスペクトルを示す。同図に I は第 1 回目、II は第 2 回目の計測を表す。表 5.8 に得られた固有振動数の一例を示す。

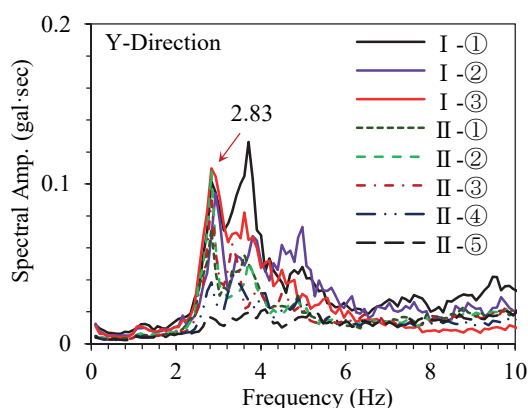


図 5.12 橋直方向の応答加速度フーリエスペクトル

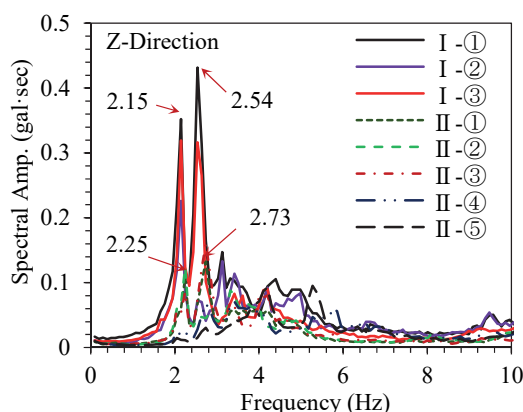


図 5.13 鉛直方向の応答加速度フーリエスペクトル

表 5.8 固有振動数 (Hz)

モード	第 1 回目計測	第 2 回目計測
橋直 1 次	2.83	2.83
鉛直 1 次	2.15	2.25
鉛直 2 次	2.54	2.73

橋軸方向の検討において、土木構造物は線状的な形状が通常であり、鉛直方向の連成振動の影響が大きいため、ここでは省略する。応答加速度スペクトル図によると、橋直方向は、第 1 回目の I-①～I-③と第 2 回目の II-①～II-⑤がほぼ同じ位置の 2.83Hz に 1 次の

極値が確認された。なお、コンクリート材齢の変化により橋直方向1次固有振動数の変化は確認できなかった。この原因は、橋直方向において、橋脚が支配的となるコンクリート床版の硬化の影響が小さいと考える。一方、鉛直方向は、第1回目のⅠ-①～Ⅰ-③に2.15Hzと2.54Hzの2つ代表的なピークが存在していることが確認された。材齢が4週間を超えた第2回目のⅡ-①～Ⅱ-⑤が2.25Hzと2.73Hzの2つ代表的なピークが確認された。振動モード図によると、2.15Hz及び2.25Hzは鉛直方向の1次振動数、2.54Hz及び2.73Hzは鉛直方向の2次振動数であることが確認できた。以上、コンクリート材齢と床版の固有振動数の関連性が明らかになった。材齢1週間程度から材齢4週間以上の経過に伴い、鉛直方向の1次振動数が4.7%、2次振動数が7.5%の増大率が見られた。新設（建設中）道路橋構造物は老朽道路橋構造物と同様に、剛性に大きい影響が出る程度の強度変化が有れば、振動数により健全性を定量的に評価できると考えられる。

図5.13によると、第1回目の計測と第2回目の計測に固有振動数の違い以外、応答加速度スペクトルの大きさが大きな変化を示している。図5.14と図5.15に対象高架橋の橋直方向及び鉛直方向の応答スペクトルの変化を示す。

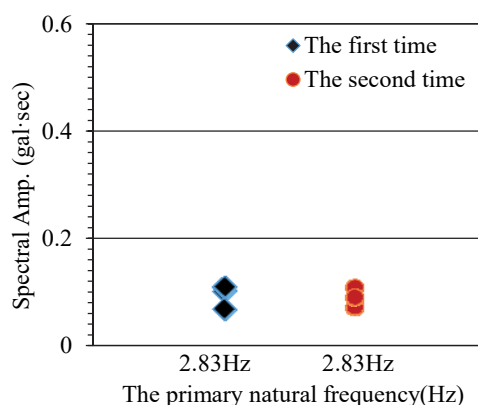


図 5.14 橋直方向の応答フーリエスペクトルの変化

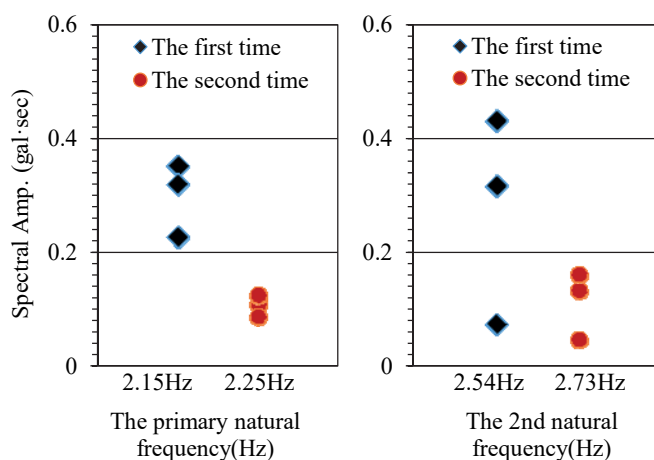


図 5.15 鉛直方向の応答フーリエスペクトルの変化



橋直方向の応答加速度スペクトルは材齢の変化によりほぼ変わっていないことが確認できたが、鉛直方向では、1次・2次鉛直振動モード時ともに完全硬化前の第1回目計測より第2回目の計測は応答スペクトルが低下していることが確認された。橋直方向の応答加速度を見ると、2回の計測において、ほぼ同じレベルの応答を示しており、外乱により入力振動の影響は小さいと思われる。よって、鉛直方向の応答加速度レベルの低減は、床版コンクリートの硬化に伴う床版コンクリート強度の上昇、橋梁全体の剛性が増大したと考えられる。振動応答の変化によりコンクリート床版強度の評価が可能であり、老朽道路橋構造物の健全性評価手法として、応答の経年変化により損傷の進行程度を判断するのは可能であると判断している。

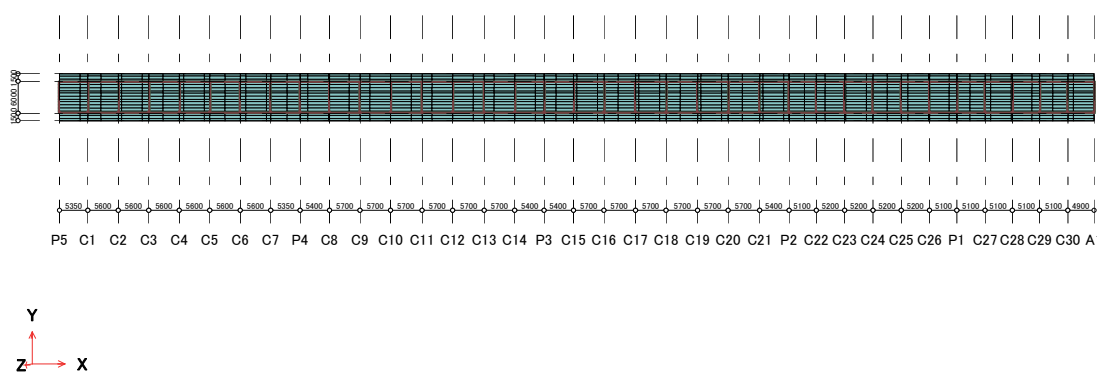
すなわち本無線計測システムを使用し、コンクリートの強度の上昇に伴う固有振動数の変化及び応答スペクトルの低下が明らかに確認された。本手法は、振動数などを適切に把握し、床版劣化に伴う剛性の低下を評価できると考える。

## (2) 振動モードの確認

前節に示した老朽化した道路橋構造物においては、多くの周波数帯で極値が観測されたが、各ピーク位置の振動モードを精度良く把握できれば、劣化検知手法として非常に明快な方法と考えられる。ここでは新設高架橋に様々な設置パターンを設定して計測を実施し、床版の振動モードを適切に抽出できるかの検討を行った。また、本手法を用いて道路橋構造物床版への適用の適当性を検証するため、対象高架橋の設計資料に基づいて固有値解析を行い、橋軸方向において配置したケースの振動モードとの比較を行った。ただし、詳細な資料および橋脚固定度が不明であったので、端部および中央支点をピン支承と仮定した。これは鉛直方向の低次振動モードにおいて、高架橋の自重が大きく固定度変化の影響が小さいため、計測結果の参考データとして十分であると考えた。表5.9に対象橋梁において固有値解析の設定条件、図5.16に固有値解析モデルを示す。

表 5.9 固有値解析条件

項 目	内 容
解析タイプ	線形静的解析
使用要素	床版：シェル要素 桁：はり要素
ヤング係数	コンクリート： $2.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 鋼材： $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	コンクリート：0.2 鋼材：0.3
支承条件	ピン支持

図 5.16 固有値 (FEM) 解析モデル (メッシュ分割 :  $50 \times 50$ )

以上の解析条件を基に、入力節点で各方向に  $50 \times 50$  のメッシュ分割を行い、得られた振動数と振動計測結果の比較は表 5.10 に示す。橋脚の支持条件を近似化された固有値解析結果と常時微動計測はほぼ同じ結果が得られた。図 5.17 に固有値解析より得られた振動モードを示す。

表 5.10 固有値解析及び振動計測の振動数の比較

項 目	振動数 (Hz)		
	橋直方向	鉛直 1 次	鉛直 2 次
微動計測 (第 2 回目)	2.83	2.25	2.73
固有値 (FEM) 解析	2.94	2.17	2.85



鉛直 1 次 (2.17Hz)      鉛直 2 次 (2.85Hz)      橋直方向 (2.94Hz)

図 5.17 振動モード (固有値解析結果)

常時微動計測より得られた固有振動数を用いて、バンドパスフィルター幅を 0.2Hz とし、振動モードを抽出した。図 5.18 に対象高架橋の橋直方向及び鉛直方向において線状配置したケースの振動モード、図 5.19 に対象高架橋の床版において面状配置したケースの振動モードを示す。

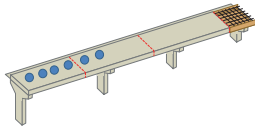
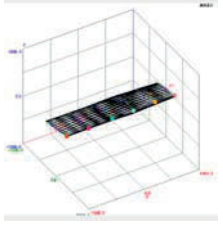
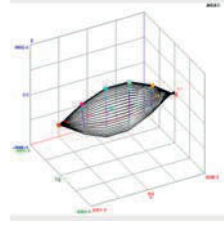
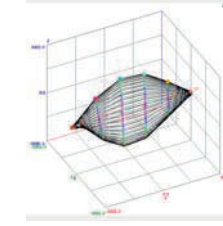
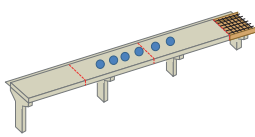
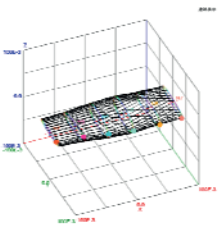
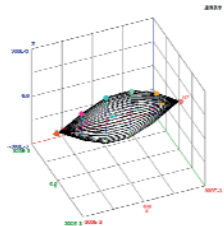
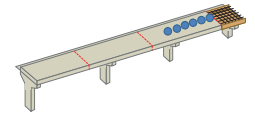
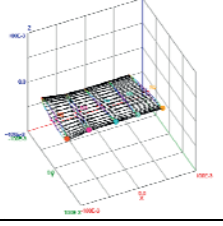
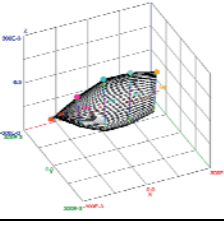
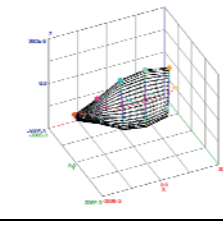
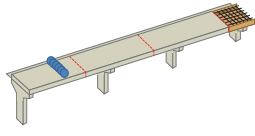
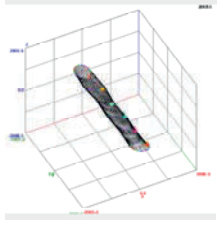
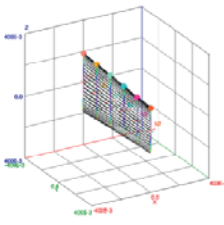
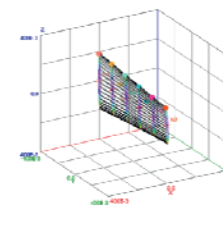
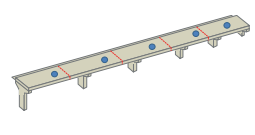
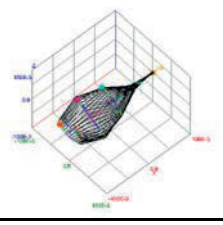
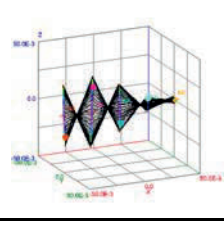
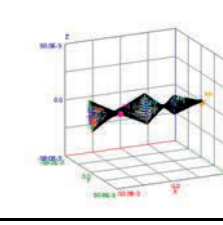
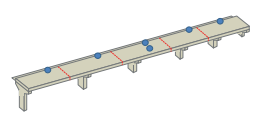
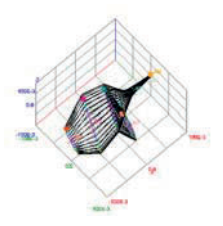
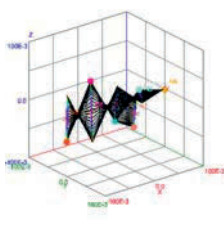
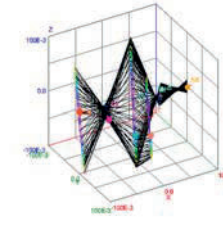
CASE	センサの配置位置	代表的な振動モード		
1				
	第 1 支間 (橋軸)	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.15Hz)	鉛直 2 次 (2.54Hz)
2				—
	第 2 支間 (橋軸)	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.15Hz)	—
3				
	ロット 3 (橋軸)	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.15Hz)	鉛直 2 次 (2.54Hz)
4				
	第 2 支間 (橋直)	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.15Hz)	鉛直 2 次 (2.54Hz)
5				
	全橋中央 (橋軸)	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.25Hz)	鉛直 2 次 (2.73Hz)
6				
	全橋北側 (橋軸)	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.25Hz)	鉛直 2 次 (2.73Hz)

図 5.18 振動モード図 (線状配置)

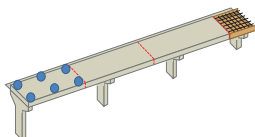
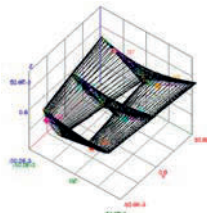
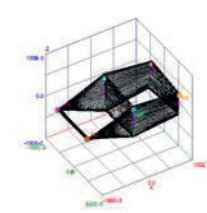
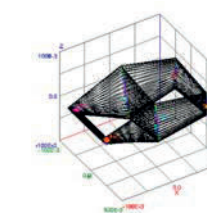
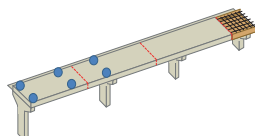
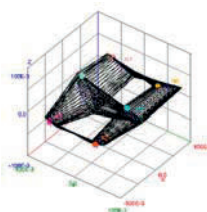
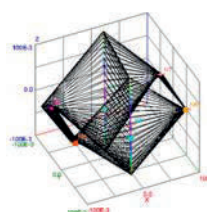
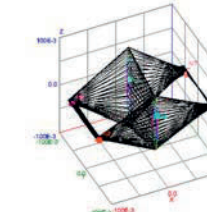
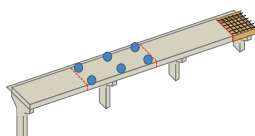
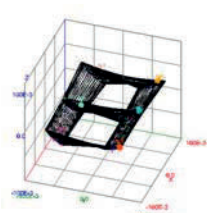
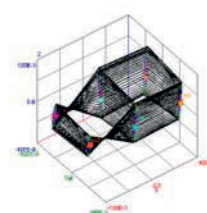
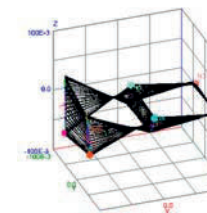
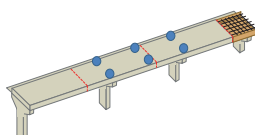
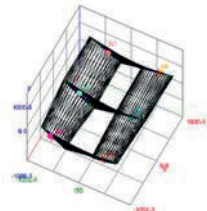
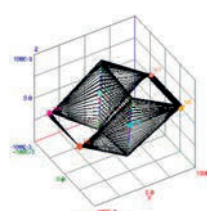
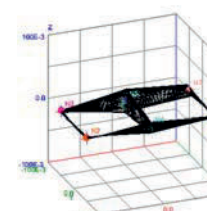
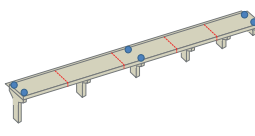
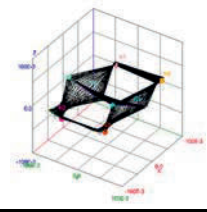
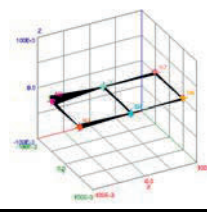
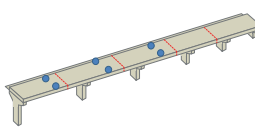
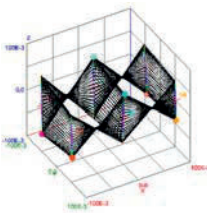
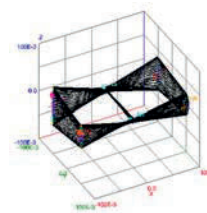
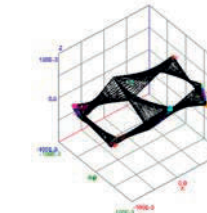
CASE	センサの配置位置	代表的な振動モード		
7				
	ロット 1	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.15Hz)	鉛直 2 次 (2.54Hz)
8				
	第 1 支間	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.15Hz)	鉛直 2 次 (2.54Hz)
9				
	ロット 2	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.15Hz)	鉛直 2 次 (2.54Hz)
10				
	第 2 支間	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.15Hz)	鉛直 2 次 (2.54Hz)
11				—
	全橋 (橋脚上部)	橋直 1 次 (2.83Hz)	鉛直 1 次 (2.25Hz)	—
12				
	第 1～3 支間	鉛直 1 次 (2.25Hz)	鉛直 2 次 (2.73Hz)	ねじれ (3.72Hz)

図 5.19 振動モード図 (面状配置)

新設高架橋の床版において、複数の異なる計測パターンによって床版の振動性状を把握することが出来ると考えており、本高架橋床版に対して、全2回目の計測から以下の知見が得られた。

- ① 対象高架橋の鉛直方向の振動性状が支配的であり、高次の振動モードでは、鉛直方向の振動や鉛直方向の振動に励起される水平振動も存在するために、一般に複雑な連成振動をしていることが考察された。鉛直連成振動の影響により橋軸方向の振動特性を分離することが出来なかった。一般的に、橋軸方向に沿って破壊が少ないと考えられ、橋直方向と鉛直方向の振動性状に着目するのは妥当であると考ええる。
- ② 図5.18と図5.19の橋直方向の振動モードを見ると、面外の水平方向に関しては、第1回目計測時と第2回目計測時を比較して、振動数特性(2.83Hz)に大きな変化はないことがわかる。これは1回目計測と2回目計測での構造物の主な違いはコンクリート床版工事の進捗状況の違いのみで、その他、鋼鉄製箱桁および橋脚は同一の条件であるために、面外水平振動に関しては、振動特性に大きな差が生じないと推察される。また、振動モードは鉛直方向の2次振動数(2.54Hz, 2.73Hz)と近接しているため、鉛直方向の振動成分も含まれている。以上によって、土木構造物の床版の振動特性を基に劣化診断する時、主に鉛直方向の振動性状を考察するのは重要である。橋軸方向では、橋脚や支持により影響が大きいため、橋梁全体の一体性を破壊するに至るまでの軽微な床版損傷において、水平方向から評価するのは困難であると考ええる。
- ③ 対象高架橋の鉛直方向の固有振動数は、ロット①区間スパンとロット③区間スパンでは2.15Hz, 2.25Hzと2.54Hz, 2.73Hzの2つの代表的なピークが存在した(図5.13参照)。これに対しロット②部分スパンでは代表的なピークは1つ(2.15Hz, 2.25Hz)であった。図5.18のCASE-5とCASE-6及び図5.19のCASE-9とCASE-10から、ロット②の中央に節が見られ、橋脚支持部とほぼ同じレベルの応答が見られた。このことからロット②区間スパンでは2.54Hz, 2.73Hz周波数帯の振動モードは、橋梁全体でとらえた時に、振動の節となっているモードであることが推測される。以上の計測結果により鉛直方向の振動モードは、図5.20に示すような1次モードと2次モードが存在することが推定された。

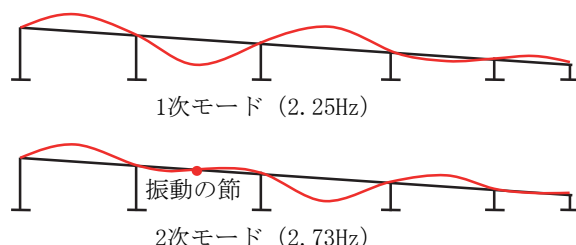


図5.20 推定された対象高架橋全体の鉛直振動モード

- ④ 固有値解析により得られた振動モード(図5.17参照)を比較すると、鉛直方向1次及び橋直方向の振動モードは一致していることが分かった。鉛直2次において、ほぼ同じ傾向が認められたが、センサの設置数の原因で全橋に渡って節が現れない



ところもあった。

- ⑤ 本計測システムは多地点 xyz-3 成分同時計測による常時微動計測が簡便に可能であり、本計測システムによって、鋼 5 径間連続箱桁橋の複雑な鉛直振動モードを効率的に推定することができた。図 5.18 及び図 5.19 の各ケースの振動モードを見ると、床版中央部、橋脚支持部及び各ロットの接続部の振動の違いが明らかに把握できた。また、図 5.19 の CASE-12 の示すように、ねじれモードも確認できた。図 5.18 の CASE-4 及び図 5.19 の各ケースに北側に付けられた歩道の影響に、北側の応答が南側より大きいことも示された。

#### 5.2.2.4 新設道路橋床版への適用実験の考察

本研究では、無線振動計測システムを用いた点検技術を確立することを目的としている。本実験は点検による診断（判定）は、前回の点検結果との相対比較が最も重要と考えており、初期値として保管すべき情報として、周波数特性に加えて振動モードを保管することを提案した。この手法を新設道路高架橋床版の常時微動計測に適用した一例を示しているが、この橋梁の床版に関しては、道路管理者は一般的に保管されているデータに加えて、各振動モードと固有周波数を保管することとした。本適用実験の結果によると、振動数と振動モードを把握することができ、得られた知見は以下の通りである。また、今後は定期点検において、これらの値やモードの変化が老朽化の判定資料として活用できるか否かを検討することが必要である。

- 1) 本計測はコンクリート構造物の長寿命化のための品質および耐久性診断を行うための長期的なモニタリングを検討しているものであり、実物件における計測により健全度の基準となる初期状態の振動特性を詳細に把握することができた。
- 2) コンクリート床版工事の進捗による構造物の固有振動数の変化を効率よく把握することができた。しかしながら、コンクリートの材齢にともなう強度発現の詳細な影響についての検討は困難であり、コンクリート床版の材齢による固有振動数の変化の程度は明確に抽出することはできなかった。
- 3) 本計測システムを用いて対象橋梁へ適用し、対象の鋼 5 径間連続箱桁橋の床版の振動特性を推定することができた。また、固有値解析結果と比較した結果は、推定された振動特性の妥当性を確認できた。

よって、一例であるが、本手法を用いて新設土木構造物床版へ適用できると考える。



### 5.3 振動モードの簡易推定法と定期点検への活用技術の提案

固有振動数により定量的に道路橋床版の損傷を評価できるが、軽微な損傷や局部損傷などを固有振動数のみから判断するのは不可能と考えられる。実際の土木構造物では全体損傷が軽微な場合が多く、固有振動数の変化のみを指標値として損傷程度の評価は困難である<sup>5.10)</sup>。しかし、小さな変状が床版コンクリートの剥落・抜け落ちや過大ひび割れに発展する事例が近年、多く報告されている<sup>5.11), 5.12)</sup>。したがって、固有振動数以外の評価基準指標を確立することが極めて重要である。

そこで床版の損傷状況に応じて変化する多様な振動モードを精度良く把握することが重要であると考えた。特に、土木構造物の床版において、各次振動数のピークが近接している場合にも応用できる振動モードの抽出手法が必要であると考えた。本研究に振動モードの簡易推定法を提案し、その手法を建築物及び土木構造物の振動モード抽出手法として採用した。具体的には、フーリエ逆変換におけるバンドパスフィルターの幅を適切に設定して、加速度データを一定時間重ね合わせるにより、各固有振動モードを簡便に推定する手法である。本節は一例として、この手法を前節に示した新設道路高架橋床版の常時微動計測に適用した結果を示している。また、定期点検への活用するように、従来の床版上部計測より点検通路などを利用して床版下部から計測手法を提案した。

#### 5.3.1 振動モードの推定手法の提案

##### (a) 振動モードの簡易推定法の概要

振動モード同定手法について、測定方法に応じて多くの方法が提案された。川原らは 3 次元可視化技術を利用し、橋梁の振動モード同定手法の研究を行っている<sup>5.13)</sup>。杉本らは高層建物において、多点移動計測を行い、周波数領域で固有振動モード形状の同定手法を提案した<sup>5.14)</sup>。本研究では、振動計測から得られたデータより FFT 解析を行い、各振動数ピーク値において、バンドパスフィルターを掛けて振動モードの抽出を行った。バンドパスフィルターを使用し建築物の振動モードを分析する研究が行われている<sup>5.15)</sup>が、本手法では、計測現場でもリアルタイムで振動モードを把握できる手法を提案し、より簡便かつ有効な振動モード同定方法を提案する。具体的な提案手法の概要を以下の (1) ～ (3) に示す。

- (1) フーリエスペクトル解析の各極値を中心としてバンドパスフィルターの幅(Hz)を設定する。図 5.21 にバンドパスフィルターを設定前後のフーリエスペクトルを示す。すなわちバンドパスフィルターの設定による単ピークの振動領域を抽出する。
- (2) 設定した幅のバンドパスフィルターでフーリエ逆変換し、極値近辺の周波数域のみの加速度値を求める。例として図 5.22 に実際の計測波形におけるフーリエ逆変換前後の加速度波形を示す。
- (3) 上記で求めた各計測点（各座標）の各加速度を直線で結んで、一定時間の線の重ね合わせにより振動モードを推定する。この手法により図 5.23 に各計測点（各座標）座標の加速度を線で結んで振動モードを可視化した結果を示す。なお、この図では X は橋軸、Y は橋軸直角、Z は鉛直方向の 1.28 秒間の応答加速度の相対変動を示している。

上記に示した提案において、(1)、(2)は一般的に行われている手法であるが、(3)の振動状態の可視化手法が新規な提案と考えている。

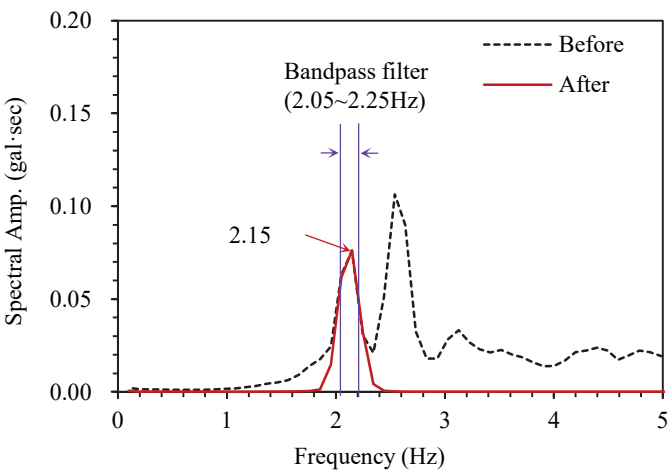


図 5.21 バンドパスフィルター設定前後の FFT 図

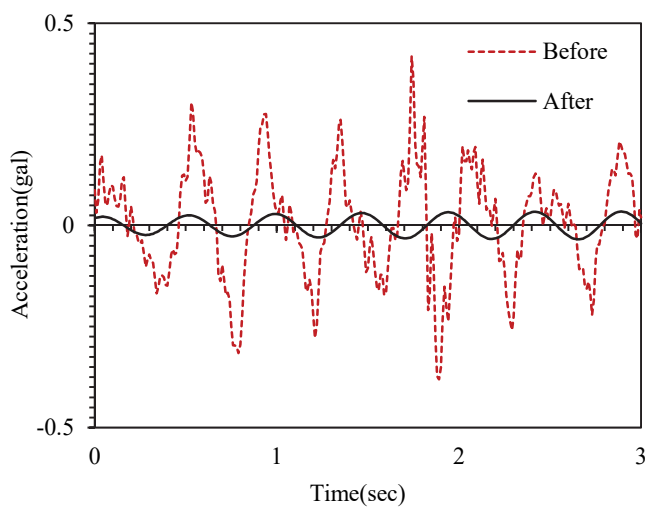


図 5.22 バンドパスフィルター設定前後の加速度波形

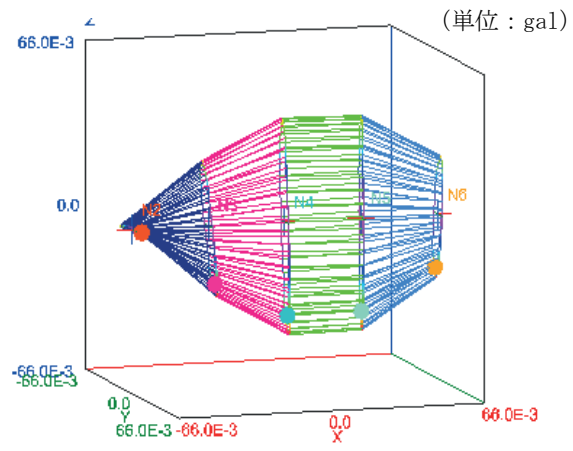


図 5.23 当該振動領域の振動モード（加速度）

## (b) バンドパスフィルター幅の考察

振動計測により得られた応答波形を利用し振動モードを同定する時、適切なバンドパスフィルターの幅を選定することが最も重要である。本節は、対象新設高架橋の計測を一例としてバンドパスフィルターの検討を行った。振動モードを抽出するため使用した振動数については、表 5.8 に示した第 2 回目計測の橋直方向の 2.83Hz、鉛直方向の 2.25Hz、2.73Hz とした。計測位置について、橋軸方向において各支間中央に設置したケースとした(図 5.11 (b) 参照)。バンドパスフィルター幅は卓越振動数ピーク値を基準として 1.0Hz, 0.6Hz, 0.2Hz と変化させて、振動モードを抽出した。バンドパスフィルターの設定幅の妥当性を検証するため、鉛直 1 次振動モード(2.25Hz)において、バンドパスフィルター幅が 1.0Hz, 0.6Hz, 0.2Hz 時の応答スペクトルについて、固有値解析より得られた 1 次振動モード時の応答スペクトルとの比較を図 5.24 に示す。これは橋軸方向ロット 1 の床版中央に設置されたセンサ①を基準点とし、②から⑤の計測データの任意 20 秒間の応答加速度スペクトルとの倍率を算出したものである。図 5.24 によると、②の位置にバラツキが見られたが、バンドパスフィルター幅として 0.2Hz と 0.6Hz を採用した時の加速度スペクトルの変化曲線は固有値解析結果と近い傾向が認められた。一般的には、ピーク振動数に相当するスペクトル値から 1/10 以下になる範囲をフィルター領域とし橋梁の振動モードを抽出することが示されている<sup>5,16)</sup>。本手法によって得られた床版の結果との一致性が認められた。解析精度を向上するため、更に実際にバンドパスフィルター幅を 1.0Hz, 0.6Hz, 0.2Hz を採用した時の振動モードの考察を行った。図 5.25 にバンドパスフィルター幅を変化させた時の検討対象高架橋の橋直方向(2.83Hz)、鉛直方向 1 次(2.25Hz)、鉛直方向 2 次(2.73Hz)の振動モードおよび比較対象として固有値解析結果を示す。

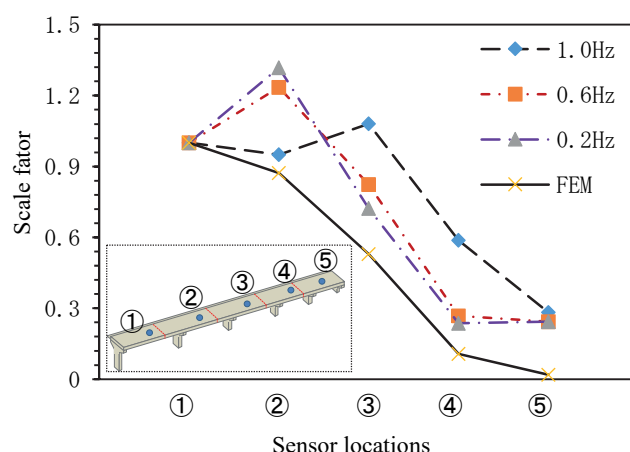


図 5.24 応答スペクトルの比較

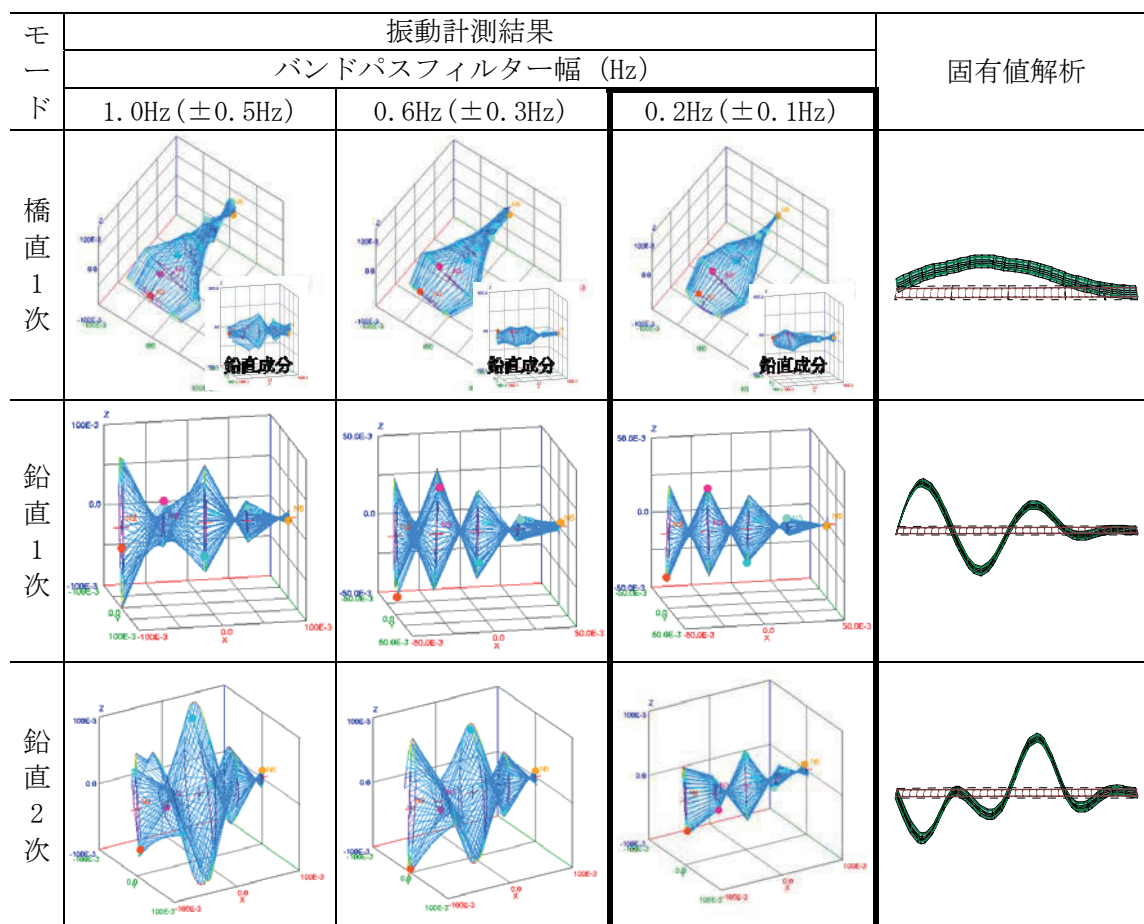


図 5.25 振動モードの比較

振動モード図によると、橋直方向の振幅はバンドパスフィルター幅が 1.0Hz のときがもっとも大きく、0.6Hz、0.2Hz の順に小さくなっている傾向が認められる。幅 1.0Hz より、0.6Hz と 0.2Hz の方はもっと単純なモードが示された。また、右下の鉛直成分図に見ると、幅は 1.0Hz の時鉛直方向の連成振動の影響が大きく現れた。鉛直 1 次と 2 次モードでは、橋直方向と同様にフィルター幅が狭くて振幅が小さくなる。鉛直 2 次モードを見ると、幅は 0.2Hz の時に単純な振動モードであることが確認された。固有値解析結果と比較すると、バンドパスフィルターの幅が 0.2Hz を採用した時に振動モード(図 5.25 の太枠内)における腹と節の位置が解析結果と最も近似していることが分かった。ただし、鉛直 2 次モードにおいて、計測点数が少ないため、振動の節は確認できなかった。

以上の結果より、検討高架橋の床版では計測データより得られたピーク振動数に相当するスペクトル値に幅 0.2Hz ( $\pm 0.1$ Hz) のバンドパスフィルターが妥当と判断した。この値については他の橋梁床版へ適用し、振動モードを同定できることが確認できた。また、同様の方法で、本論文の対象建築物においても、本研究で検討したデータにおいて、0.2Hz の幅は適切であると判断している。ただし、様々の道路橋床版と建築物へ適用し、0.2Hz 幅の汎用性を確認することが重要であり、今後の課題としている。

### 5.3.2 定期点検への無線加速度センサの活用技術

以上の2つ道路橋の計測実験について、無線システムを用いて常時微動および交通振動計測による振動特性を把握する有効性が確認された。老朽橋は架け替える工事が進行中および新設高架橋は建設中ため、実験当時は供用されていなかった。よって、以上に示した適用計測実験では、無線加速度センサは床版の上に設置して振動計測を行った。しかし、床版上に設置する計測は、下記の問題が生じる。

- ① 交通を遮断する必要がある。特に高速道路床版の計測について、安全を確保するとともに通過車両の誘導が重要である。計測実験を実施する時に、多大な人力と時間を要する。また、交通遮断ができない場合、実験が実施できないケースも想定される。
- ② 交通を一時遮断しても、センサの位置の制限が生じる。特に、交通振動を計測する時に、一番重要な床版中央（橋直方向）に設置するのは不可能と考える。設置位置は床版両側や端部に限定され、床版の損傷を検知するのは困難である。
- ③ 床版舗装による上部から局部損傷の発生位置などの推定ができない。計測実験を行う時に、目視によって損傷が発生している箇所を判断し、センサの配置位置を計画することが不可能である。

本研究では既存道路橋床版に対して、将来的に実用できる点検技術を開発するため、床版下部から計測する手法を提案した。具体的には、床版下部の点検通路を利用し、設置できる範囲にセンサを配置して計測することである。点検通路がない場合は、リフト車両などを利用して床版下部から計測を行う。写真5.6に点検通路を利用し、写真5.7にリフト車を使用した場合のイメージを示す。



（左：橋梁前景，右上：点検通路内部，右下：床版下部センサの設置）

写真 5.6 点検通路を活用したイメージ





写真 5.7 リフト車を利用した計測実験



### 5.3.2.1 定期点検手法の提案

本章では、現在実施されている5年に1度の定期点検の目視手法のように、各点検周期の振動性状を把握し、その振動性状の変化から床版の損傷位置や損傷度合を評価する手法を提案した。

計測点の削減と省力化を考えるうえで2段階を設定し検討する方法とする。2段階の計測レベルは下記を目的としている。

- 第1段階計測レベル  
橋梁床版全体にセンサを分散配置し、各スパンにおいて他と異なる振動性状を示していないかを確認。
- 第2段階計測レベル  
第1段階計測によって他と異なる支持スパンについて、センサを集中的に設置して、そのスパンの振動性状を詳細に調査する。

具体的な研究手法は図5.26に示す。第1段階では、各支間に測定点を各1箇所とし、床版の全体振動を把握する。特に1次固有振動数を特定する。調査結果（第n回目）の固有振動数や割線剛性（応答加速度-応答変位関係により推定）は前回の調査結果（第n-1回目）と比較して振動特性の変化を把握する。変化が無い場合は床版の損傷が無いことや軽微的な損傷と判断する。

第n-1回目までの振動特性と異なる場合、第2段階の詳細（局部）調査を実施する。第1段階の大きな変化が検知した支間を抽出し、橋軸方向において計測点を細かく設定し、各測定点の割線剛性を推定するために損傷位置を検知する。

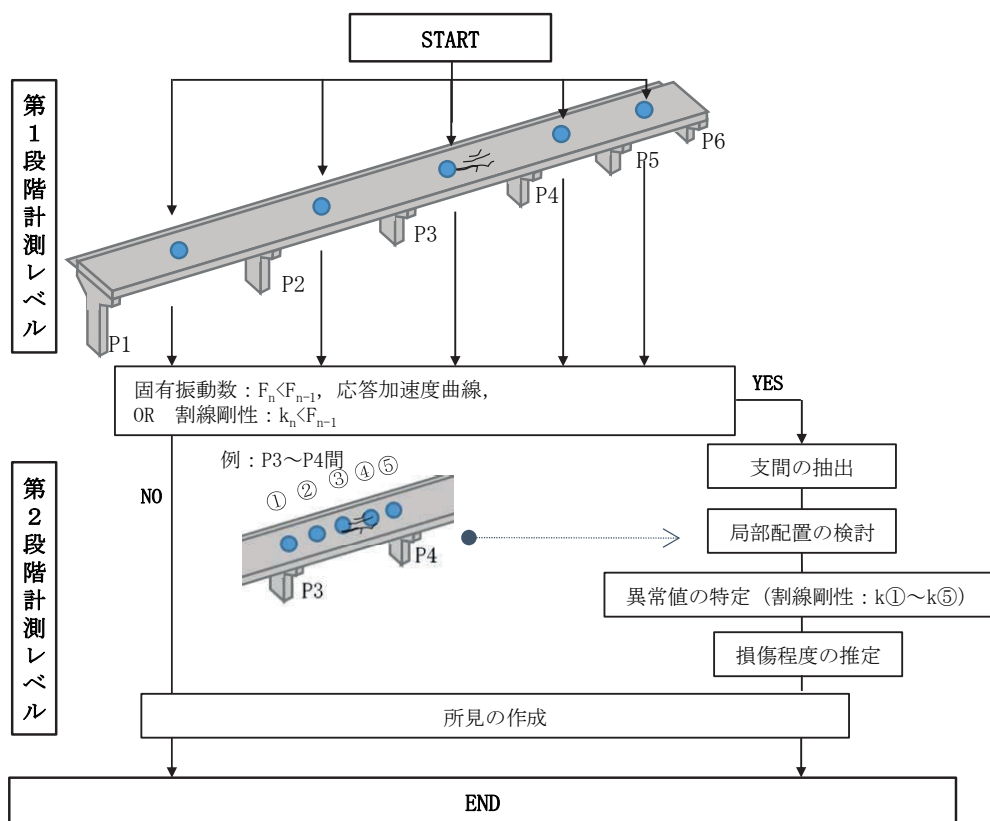


図 5.26 床版損傷検知の検討ルート（第n次調査の場合）

なお、荷重-変位関係を利用し RC 梁や床版の剛性を評価するのは多くの研究者が採用している<sup>5.17), 5.18)</sup>，そこで静的載荷実験や試験車を利用する場合，載荷力は把握できるので，評価精度の信頼性が高くなると考える。一方，交通を遮断し実験を実施するや通過車両により荷重を確実に把握するのは困難である。本研究に提案した手法では，床版下の点検通路を利用して無線加速度センサを床版下面に配置し，図 5.26 に示した検討方法により損傷位置や損傷程度を評価する。固有振動数を評価指標とするのは一般的な方法であるが，本研究で提案している最大応答加速度曲線の変化の例を図 5.27 に示す。

次頁以降には本提案手法を 6 つの橋梁床版に適用した結果を示す。

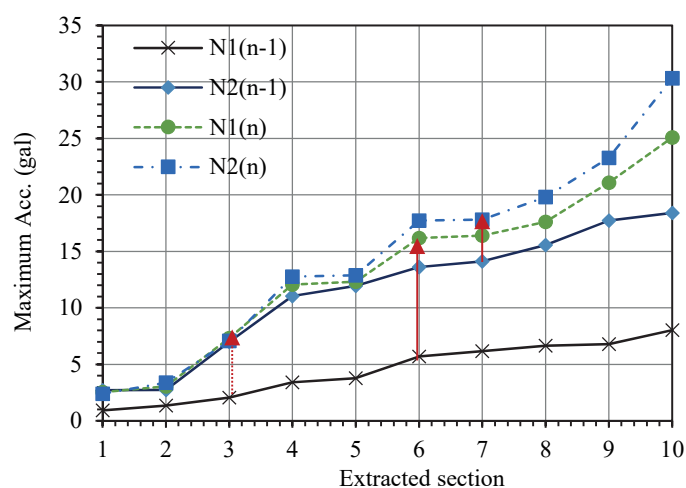


図 5.27 最大応答加速度変化曲線

### 5.3.2.2 計測実験

本研究では、2014年から2015年までに6箇所の道路橋床版を対象とし計測実験を行った。計測では振動モードなどの振動特性を同定するため、様々な計測ケースを実施したが、本論では床版劣化検知手法の確立を目的として、主に図5.28に示すように橋軸方向に沿って「第1段階計測レベル」と局部区間の「第2段階計測レベル」について考察する。

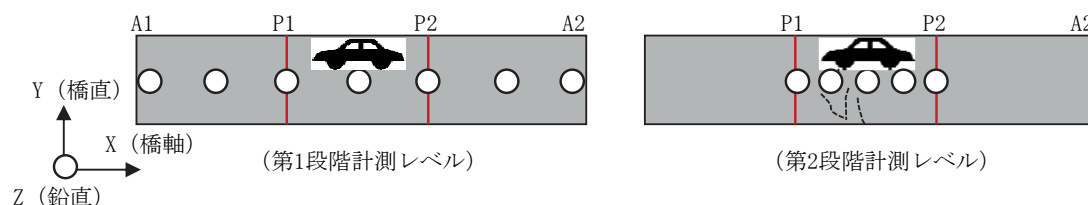


図 5.28 検討イメージ（配置方式）

### 5.3.2.3 計測対象道路橋

計測対象橋梁の概要を表5.11に、外観を写真5.8に示す。

表 5.11 計測対象橋梁概要

橋梁 名称	建設年	橋梁型式	床版型式	規模		検討ケース
				橋長 (m)	有効幅員 (m)	
A	不明	鋼2径間連続 合成桁橋	コンクリート 合成床版 (TTM床版)	127.0	24.657～ 35.356	第1段階計測 第2段階計測
B	不明	3径間連続非 合成鋼箱桁橋	RC床版	232.0	－	第1段階計測 第2段階計測
C	2010年	鋼3径間連続 非合成2主版 桁橋	場所打ちPC床 版 (t=300 mm)	143.0	10.28	第1段階計測 第2段階計測
D	1969年	単純鋼(鉄) リベット非合 成鈹桁橋	RC床版	38.1	－	第2段階計測
E-1	不明	3径間連続鈹 桁橋	RC床版	205.0	－	第2段階計測
E-2	1990年	－	RC床版	－	－	第2段階計測



(a) 橋梁 A



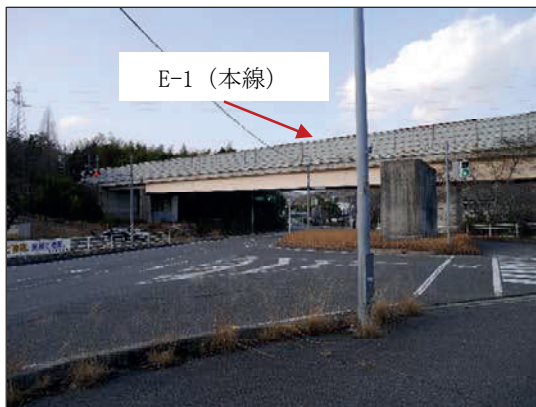
(b) 橋梁 B



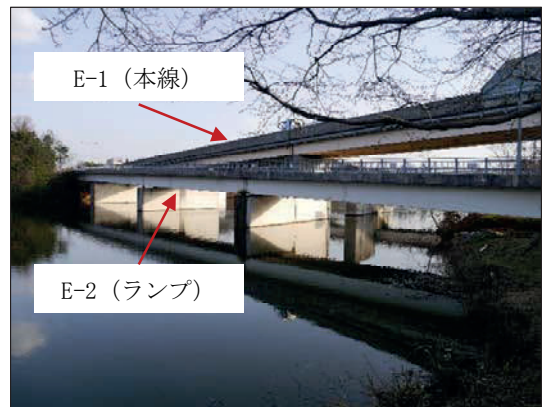
(c) 橋梁 C



(d) 橋梁 D



(e) 橋梁 E-1



(f) 橋梁 E-2

写真 5.8 計測対象橋梁外観

提案した検討ルートの第 1 段階計測レベルの検討は橋梁 A, B, C の床版を対象とし, 第 2 段階計測レベルは橋梁 A, B, C, D, E-1, E-2 の床版を対象とした。

5.3.2.4 第 1 段階レベルの計測結果

全橋の橋軸方向に沿って計測した振動特性基本値及びそれをもとに提案手法を用いて損傷検知の実験結果を示す。

(1) 固有振動数・モードなどの基本振動特性

表 5.12 に振動計測（交通振動）より得られたデータから求めた鉛直方向の 3 次までの固有振動数を示す。その振動数をもとに，提案された振動モードの同定手法を用いて，A，B，C 橋の全体振動モードを抽出した，図 5.29 に代表的な振動モードを示す。

表 5.12 固有振動数（鉛直方向）

振動数 (Hz) \ 橋梁	A	B	C	D	E-1	E-2
1 次たわみ	1.46	1.07	2.34	2.93	1.95	2.34
2 次たわみ	2.44	1.66	4.30	8.80	3.32	3.52
3 次たわみ	5.37	2.05	9.77	11.1	6.25	6.64

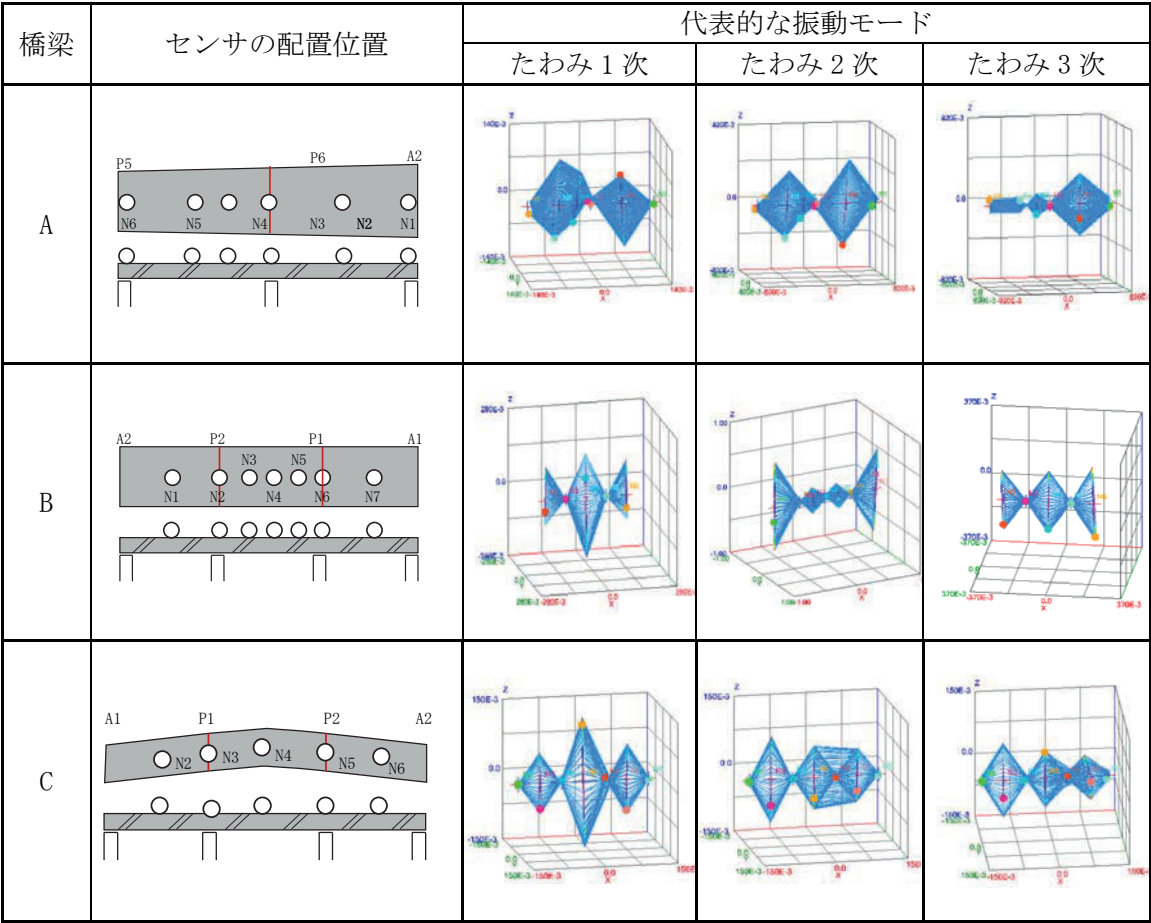


図 5.29 代表的な振動モード図



## (2) 応答加速度変化曲線

定期的な振動計測を行い、橋梁の固有振動数及び局部損傷の発生や進行に伴い振動モードの変化により床版の健全性を評価するのは最も明快な方法と考える。測定位置床版の応答加速度は通過車両重量の違いにより変化し、その変化は床版の健全度や損傷発生位置などに影響する。損傷の進行により、同じ交通量が通過する時には、応答レベルの変化が生じる。損傷位置の発生に伴い、固定度の低下やヒンジが生じ、各振動モードの割合が変化すると考えられる。そこで、床版の応答加速度を利用し、損傷位置を直接検知できれば、データ解析手法のバラツキによる影響を受けないので、信頼性と利便性が確保できると考える。

以上の考えを踏まえて、本研究では、以下の2つを目的として最大応答加速度を使用し、下記の方法で損傷の有無を推定する方法を提案した。

- ✧ 同一計測において、各支間の応答変化により異常支間を特定する。
- ✧ 同一計測対象において、計測データを蓄積し、次回の計測結果と比較して応答加速度曲線の変化を把握する。変化が激しい支間など、その原因を究明するため、その他の検討手法と総合的に考察するのは必要である。

本実験では、以下の方法に検討した。

- ① 本実験では、30分の計測データのうち、応答加速度が相対的に小さいものから大きい順に20sec区間を10個選定して抽出する。
- ② その10個区間ごとに各区間の最大応答加速度の絶対値を抽出しプロットする。橋梁全体を配置した橋A、橋B、橋Cにおいて、橋Aは全測定区間の通信信号の断続が発生したため、橋B、橋Cの最大応答加速度の検討結果を示す。
- ③ 区間ごとに通過する車両は同一と見なす。

図5.30に橋Bの床版の最大応答加速度変化曲線を示す。中央支持部(P1～P2)に設置したセンサにより採られた最大応答加速度の絶対値と変化が大きくなっている。一方、

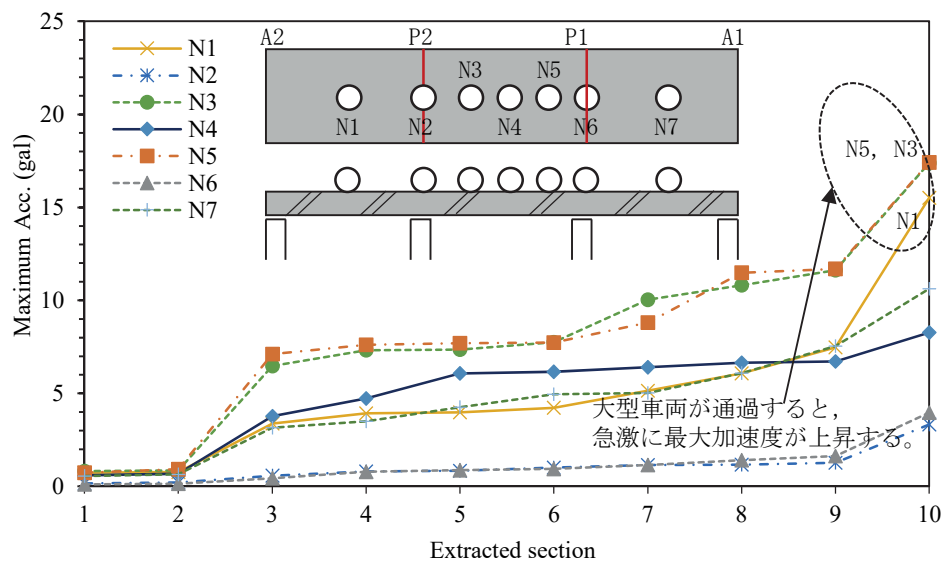
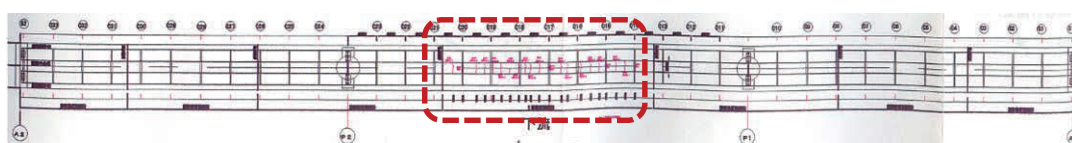


図 5.30 床版の最大応答加速度変化曲線（橋 B）



各支間中央部に設置された N1, N4, N7 の応答加速度は大きいことを予想していたが、同図によると、P1 と P2 よりほぼ 1/4 支間長の N3, N5 は 1gal 程度から中央部よりも応答加速度が大きくなった。

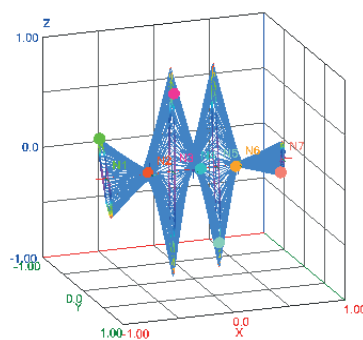
図 5.31 に損傷発生区間の状況を示す。目視検査結果によると、同図 (a) に示すように、中央支間 P1～P2 のほぼ中央位置に大きなひび割れが発生していることが分かった。同図 (b) のように、橋軸直交方向に大きなひび割れが発生し、塩化物イオンは床版コンクリート内部へ浸透した可能性が高いと考えられる。この原因で、微小振動ではほぼ 1 次モードで支間中央を最大とした上下振動の現象が起こり、車両通過時に同図 (c) のように、損傷開始位置がヒンジとなって、損傷部ははねだし形式に近い振動性状と見られた。中央部損傷の発生に伴い、健全部と損傷部の剛床の一体性問題が生じ、支配振動モードが変化すると考える。よって、最大応答加速度変化曲線より推測した異常区間と目視結果の一致性が確認できた。



(a) 目視検査によりひび割れ発生位置



(b) ひび割れ詳細



(c) 支配モード

図 5.31 損傷発生区間の状況 (橋 B)

一方、同様な手法を用いて、橋 C の床版の最大応答加速度変化曲線を図 5.32 に示す。橋 B とほぼ同じ形状の 3 支間橋梁であり、橋 C は 2010 年に建設された比較的新しい橋梁である。中央橋脚部の応答が小さく、各支間中央部の応答はほぼ同じレベルであった。A2 端付近の床版はほかの部分より厚いため、N6 位置の応答加速度は N2, N4 よりやや小さい値を示した。橋 B と比べると、建設経過後の年数が短いため、大きな損傷が発生せず、主に 1 次たわみモードが支配していると考えられる。P2 橋脚付近の床版は目視で軽微なひび割れが見られたが、その程度の損傷は本手法では検知しなかった。本計測値は、次回点検の比較指標として、応答加速度曲線の変化が有用的なデータと考えている。

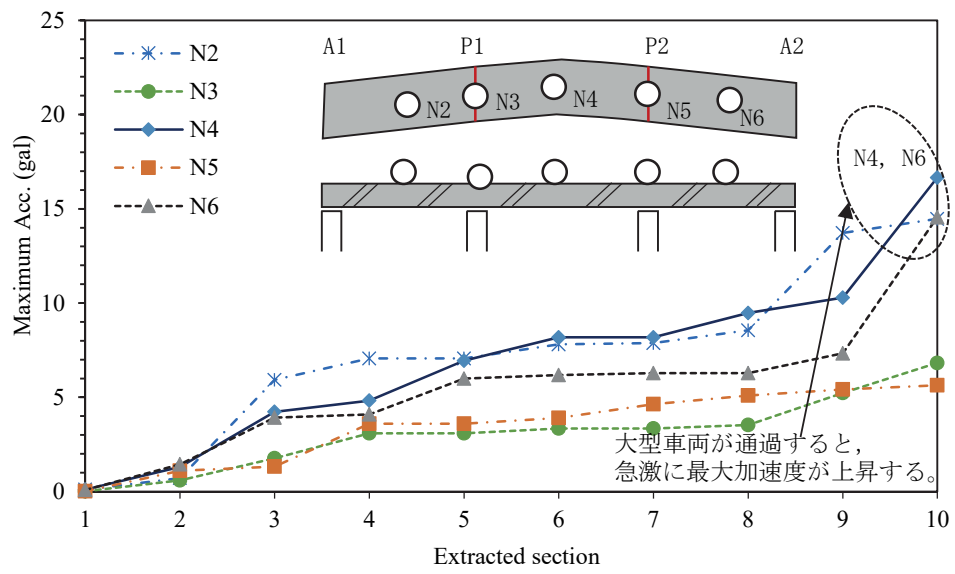


図 5.32 床版の最大応答加速度変化曲線（橋 C）

## 5.3.2.5 第2段階レベルの計測結果

## (1) 応答加速度変化曲線

橋 E-1 の計測について、あるスパン内の橋軸方向に沿って各支間にセンサを設置して計測を行った。本橋の床版では、目視によるひび割れが多く発生した支間とほぼ発生していない区間が明確に判断できるため、最大応答加速度変化曲線による損傷検知手法の妥当性を確認するため、左右対称の2つ支間を対象として検討した。写真 5.9 に検討対象床版の詳細を示す。ひび割れが発生した支間について、全区間の橋軸方向に大量なひび割れが見られて、計測期間に車両通過時はひび割れがない支間より大きな振動と音が体感できた。この2つ支間の最大応答加速度変化曲線の比較を図 5.33 に示す。同図左はひび割れが無い箇所、右図はひび割れが確認された支間の結果を表示する。

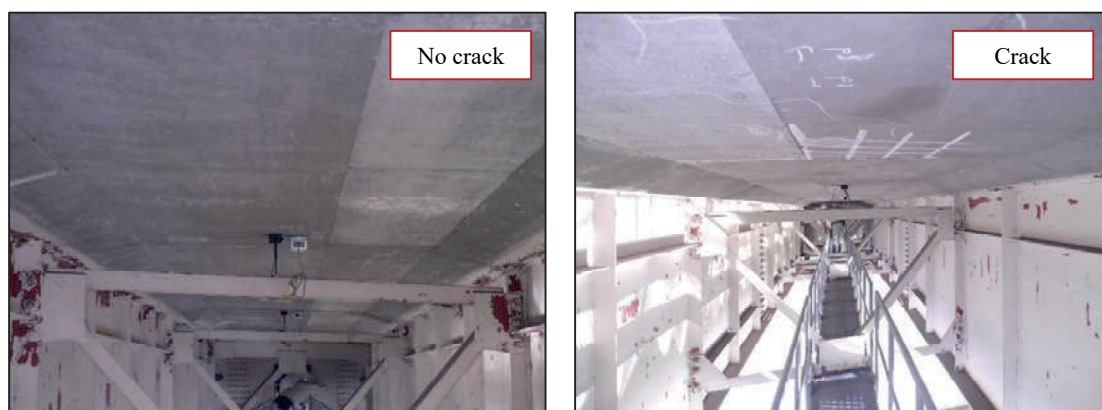


写真 5.9 橋 E-1 の床版写真（左：ひび割れ無し，右：ひび割れ有り）

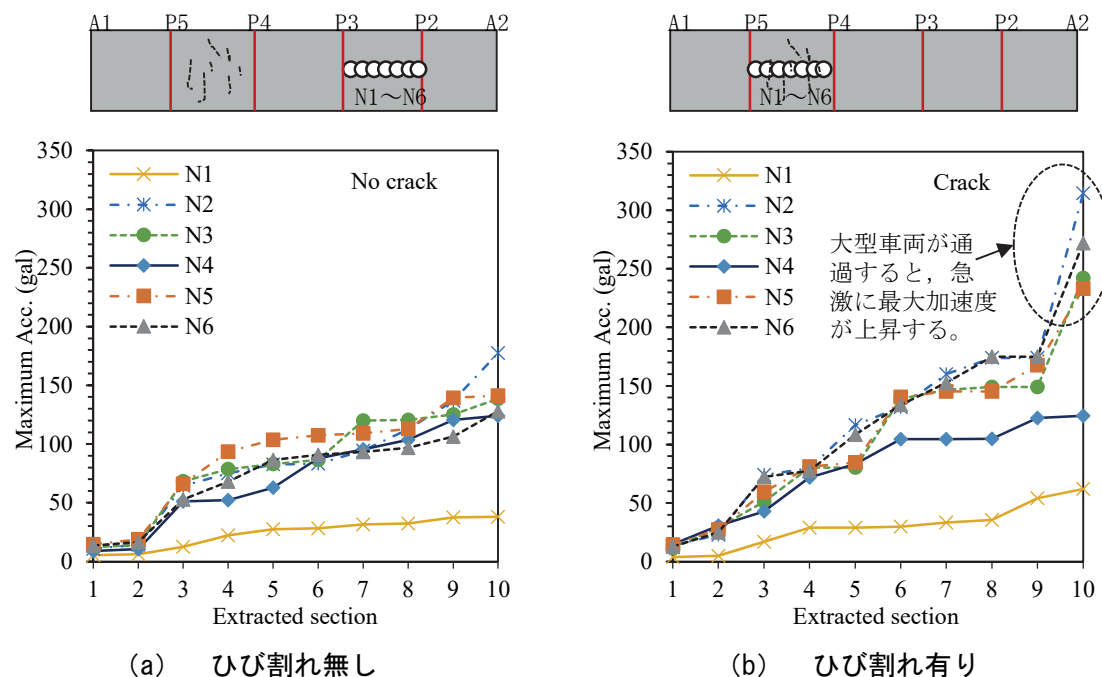


図 5.33 床版の最大応答加速度変化曲線（橋 E-1）

図 5.33 によると、左右対称支間 P2～P3, P4～P5 の応答加速度レベルの差が確認できた。P4～P5 間では、最大 300gal 以上の応答加速度に対し、P2～P3 間は 200gal 未満の応答加速度が計測された。通過車両の違いにより応答レベルの差が生じると考えられるが、最大応答加速度の変化曲線の傾きを見ると、ひび割れ発生区間床版の傾きは発生していない区間よりやや大きくなっている。床版損傷の進行に伴い床版の応答加速度の変化幅が大きいと考えられる。しかし、現段階では、最大応答加速度とひび割れの相関が認められたが、評価手法として使用するのには多くのデータを蓄積したうえ、方法の改善及び精度・信頼性を向上することが必要と考える。

## (2) 応答加速度－応答変位関係

床版の経年劣化、疲労損傷の発生による剛性が低下し、車両通過時の床版の鉛直変形が大きくなると予想される。絶対変位量を指標とし床版の損傷を検知方法として、実験室レベルや現地実験において多くの研究者が提案している。本研究では、最大応答加速度-応答変位の関係を着目し、損傷検知の検討を行った。同じ振動レベルでも、損傷が生じる床版（剛性低下）の変位が大きいと考えられ、応答加速度と応答変位の相対関係により総合評価し、劣化・損傷との相関を検証した。図 5.34 に橋 A, B, C, D, E-1, E-2 床版の最大応答加速度-応答変位関係を示す。本結果では、目視点検により損傷している可能性が高い床版を特定し、損傷が見られない床版との比較を行った。図中では、損傷が見られた床版を損傷床版（Deteriorated）、損傷が見られない床版を健全床版（Healthy）と表示し、斜線部分は損傷位置を示す。計測により得られたデータの中、各車両通過時の最大変位とその時の最大応答加速度を 10 個取り出して、応答加速度-変位関係を構築した。なお、最大変位を算定する時は、ハイパスフィルター 0.1Hz を使用した。

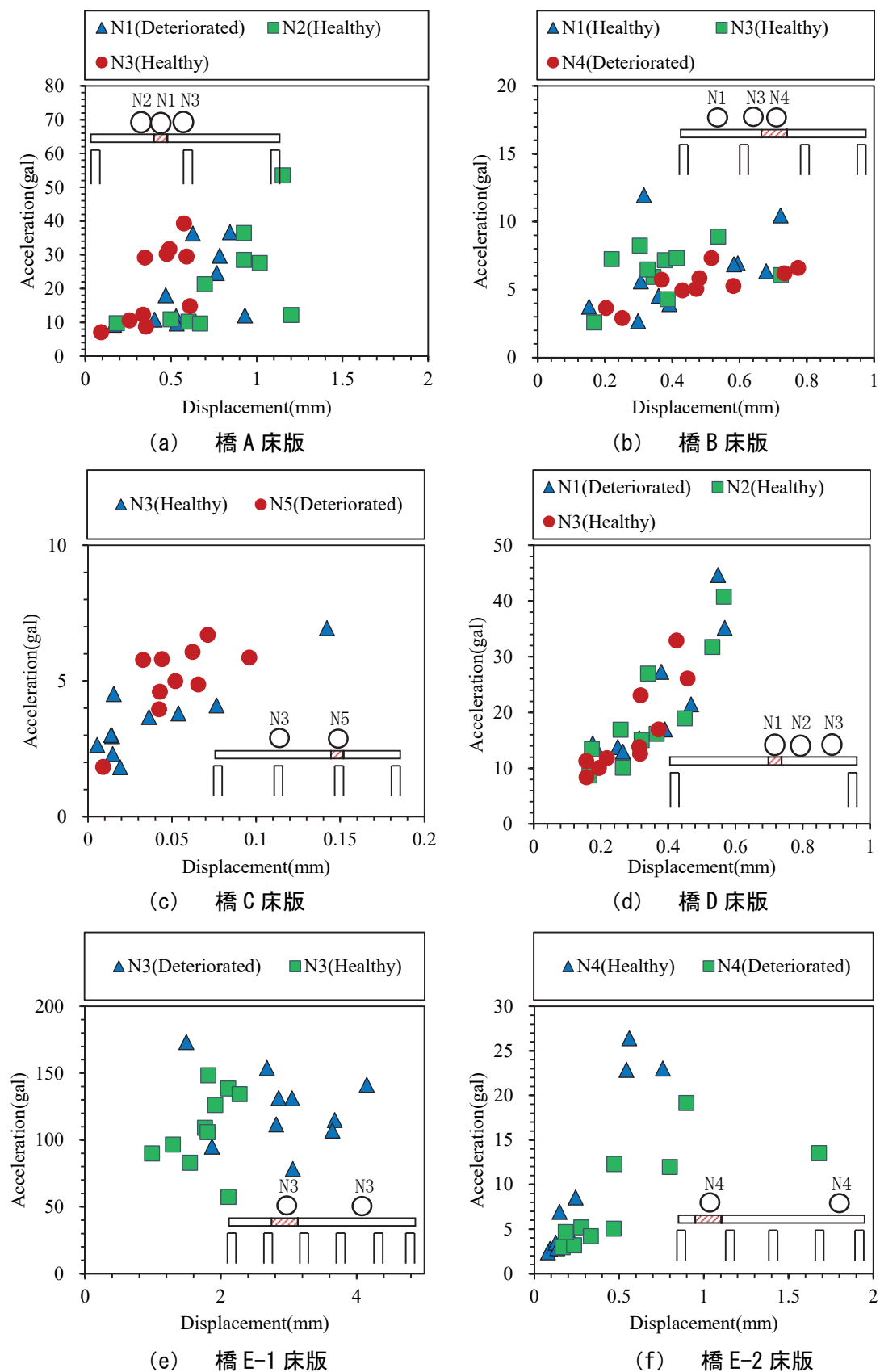


図 5.34 床版の最大応答加速度-応答変位関係

各床版の最大応答加速度-変位関係図を見ると、各位置により推定された結果はほぼ同一グループで集中している。現地目視により軽微なひび割れが発生している A, B 橋について、局部に軽微なひび割れは本手法により特定できなかった。また 2010 年に建設された橋 C について、橋脚付近床版 (N5) にひび割れが見られたが、健全部 (N3) との差が大きく現れていなかった。しかし、N3 と比べると、応答加速度や変位の絶対値が大きいことが分かる。橋 D の床版について、目視でひび割れを観察した N1 箇所と 1 メートル間隔の健全部 N2, N3 はほぼ同じ結果が得られた。以上の 4 つ橋梁の床版は、目視で局部に損傷が発生していると思われたが、健全部と損傷部をはっきり区別するのは困難であった。本実験では、損傷が著しかった橋 E-1, E-2 について、現地計測時に下部点検通路により振動が大きくなっていることが確認された。E-1 橋の床版では、左右対称の 2 つ床版について、ほぼ同じ応答加速度に対して損傷部床版の絶対変位は健全部床の約 1.5 倍の値が見られた。この床版については、今後、注意深く点検することの必要性を提言するものである。また、応答変位などを評価指標として採用することが今後の課題としている。

今回の点検通路からの実験は、本論文で提案した点検技術に関して、最近、建設されている道路床版への適用性の検討も目的の一つとして実施した。

具体的には、近年建設されている道路橋床版は、コンクリート下面に薄いシートが打ち込まれており、点検通路（下面）から、ひび割れ発生を目視確認することはできない。本提案技術がこのような新設の道路床版でひび割れによる劣化の進展を検知できれば都合が良い。そこで、今回は、目視でひび割れの発生有無を確認できる道路橋床版を選定し、本提案手法による計測値がひび割れの検知が可能であることを確認することを目的の一つとした。その結果、微細なひび割れの検知は不可能であるが、ひび割れが密集して生じている箇所の検知は可能であることを確認した。



### 5.3.3 床版劣化検知実験の考察と課題

本節では、危機に瀕している社会基盤としての橋梁を対象として行った実験をまとめた。高齢化や交通量の増大により疲労化などに伴う各種劣化要因により、廃棄や建替えが進む中、既設構造物の健全度を把握したうえで延命化することが喫緊の課題であると認識された。本研究は、橋梁床版の損傷検知を目的として実施し、無線計測システムを使用して既設道路橋床版への計測実験を行った。計測から得られたデータにより、各種評価手法を提案し損傷検知の可能性を確認した。一連の実験により以下の知見が得られた。

- ① 橋梁下の点検通路を利用し本計測システムを用いて計測実験を行う場合、交通遮断しなくて実施できるし、車両通過時の生データを計測できるため、使用状態の橋梁床版の性能が反映され则认为。また、現場において配線無しで計測できることから計測実験の省力化を実現した。
- ② 各橋梁床版の基本振動特性値としての固有振動数と振動モードを同定することができた。その指標値（固有振動数、振動モード）をもとに、次の点検周期に有効的な参考値となると考える。振動モードは視覚的に振動性状を把握しやすく、専門家以外でも理解できると考えるが、現段階では、振動モードのみにより損傷を検知するのは困難であり、実用化まで様々な課題があるとする。
- ③ 提案手法の第 1 段階計測レベルについて、最大応答加速度変化曲線と最大加速度-変位関係の 2 つの方法を提案した。計測データの全体を把握し、通過車両を再現できる最小から最大応答を選定するのは重要であり、本実験によりその応答加速度変化曲線の傾きや応答加速度-変位関係のグループ位置から床版の特性を反映する可能性が示された。また、損傷部位と健全部の差も見られたが、この相関については損傷程度との関連性が大きいことが示唆された。
- ④ 第 2 段階計測レベルについて、第 1 段階計測レベルの損傷位置は大体特定できるうに生み出した手法である。将来的に、損傷部位の剛性低下度を評価するため提案した。実験結果によると、局部損所が大きい床版に対して、この手法を用いて損傷位置を特定できると考える。

#### 5.4 まとめ

本章では、無線振動計測システムを用いて土木構造物へ適用した実験結果を報告する。また、既存道路橋床版において行った計測実験に基づいて、損傷位置の特定手法を提案した。本実験の範囲では主として下記のような知見が得られ、無線振動計測システムの有効性が確認された。

- 1) 新設道路床版及び老朽橋梁床版への適用実験を行い、固有振動数及び振動モードを同定した。計測結果の妥当性を確認するため、固有値解析結果との比較を行い、計測結果と解析結果の一致性を示した。
- 2) 床版振動モード抽出手法として、計測データにより得られたピーク振動数に相当するスペクトル値に幅 0.2Hz ( $\pm 0.1$ Hz) のバンドパスフィルターが妥当であった。この手法を用いて新設や老朽構造物床版の振動モードを精度良く同定できた。
- 3) 6 つの橋梁床版において、床版下部点検通路を利用し計測実験を行った。交通遮断しなくて計測でき、現場計測に配線の手間が掛からない点検に向けて省力化を図れることを確認した。
- 4) 床版健全性評価手法として、本研究では 2 段階レベルの計測を提案した。第 1 段階レベルは損傷箇所の検知として橋軸方向の計測、第 2 段階レベルは局部損傷位置の特定を目的として詳細配置の計測である。提案した手法により、軽微な損傷が発生している床版において検知できなかった。損傷が大きい（建設経過年数多い）床版については、同一橋において健全部床版と損傷部床版の差が確認できた。

## 参考文献

- 5.1) 藤野陽三, 阿部雅人: 米国 (アメリカ) ミネソタ州での落橋事故, 土木学会誌, 期活 Vol.92, No.10, pp.52-55, 2007.10
- 5.2) 吉田幸司, 関雅樹, 田川謙一, 八代和幸: LDV を用いた鉄道高架橋の振動特性評価に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.1949-1954, 2006.6
- 5.3) 吉田幸司, 関雅樹: 固有振動特性に着目した鉄道高架橋の健全度評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.1935-1940, 2004.6
- 5.4) 隈部佳, 原田悟, 岩田道敏, 大久保孝昭: 高橋脚を有する橋梁の新幹線走行に伴う振動について, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.919-925, 2012.6
- 5.5) 関雅樹, 水谷健太, 中野聡, 西村昭彦: 兵庫県南部地震によるラーメン高架橋の振動特性に関する考察, 土木学会論文集, V-33, No.550, pp.145-154, 1996.11
- 5.6) 松岡弘大, 貝戸清之, 杉崎光一, 渡辺勉: 列車走行時の加速度応答を用いた開床式橋梁の振動特性の同定, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.949-954, 2009
- 5.7) Y.-B. Yang, C.W. Lin, J.D. Yau: Extracting bridge frequency from the dynamic response of a passing vehicle, Journal of Sound and Vibration, Vol.272, pp.471-493, 2004
- 5.8) 矢部明人, 宮本文穂, 磯田聡史, 谷信幸: 路線バスによる中小橋梁モニタリング手法の開発, 土木学会論文集 F4 (建築マネジメント), Vol.69, No.2, pp.102-120, 2013
- 5.9) 公益社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, p.126, 2012
- 5.10) 岡林隆敏, 中忠資, 奥松俊博, 郝婕馨: 多次元 AR モデルを用いた常時微動による橋梁振動特性推定法と推定精度の検討, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.474-487, 2008.6
- 5.11) 床版の損傷事例, 国土交通省 (2015.3.27 確認),  
[http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobo3\\_1\\_4.pdf](http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobo3_1_4.pdf)
- 5.12) コンクリートの抜落ち, 国土交通省 (2015.3.27 確認),  
<http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryounn/tnn/tnn0748pdf/ks074814.pdf>
- 5.13) 川原正人, 中畑和之, 大賀水田生: 多点同時計測による橋梁床板の動的挙動の 3 次元可視化と歩道橋における実験の検証, 構造工学論文集, Vol.59A, No.2, pp.1170-1178, 2013.3
- 5.14) 杉本浩一, 岡田敬一, 白石理人, 森井雄史: 多点移動常時微動計測と伝達関数再構築による高層建物の振動特性評価, 清水建設研究報告, 第 91 号, pp.37-44, 2014.1
- 5.15) Safak, E. and Cakti, E.: Simple techniques to analyze vibration records from buildings, 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, France, pp.2153-2158, Jul.2014
- 5.16) 土木学会構造工学委員会, 橋梁振動モニタリング小委員会編: 構造工学シリーズ 10 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 土木学会, 2000
- 5.17) 豆田憲章, 勝木太, 矢島哲司, 魚本健人: 鉄筋コンクリート梁の疲労特性評価に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.1831-1836, 2005
- 5.18) 松尾栄治, 横山和昭, 安東敏弘, 藤間誠司: 上面が劣化した RC 床版の押抜きせん断耐力と補修に関する評価実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.1673-1678, 2011

## 第6章 総括

本論文では、無線 MEMS 技術を活用し、既存構造物の振動性状を計測した上で診断技術の確立について検討したものである。本研究は既存建築物と道路橋床版を研究対象とし、先ず、既存不適格建築物の耐震補強効果の検証実験について示した。次に、道路橋床版の損傷検知技術を確立するために行った計測実験結果を示した。本章では、各章で得られた知見および本研究の結論と今後の課題を示す。

第1章では、本研究の背景である自然災害の多発および既存構造物の劣化状況を示すとともに、本研究の目的と概要を示した。

第2章では、現行の既存 RC 造・SRC 造建築物の耐震性能評価手法、主に（一財）日本建築防災協会の耐震診断手法を整理し、耐震補強手法およびセンシング技術に建築分野への適用について示した。また、道路橋床版の点検方法および各手法の特徴について簡略に紹介した。

第3章では、本研究の無線システムの計測機器および計測・解析ソフトの概要を示した。使用センサ、取付け方法および解析手法の有効性を確認するため、実験室レベルおよび現地計測の検証実験を行い、その結果を報告した。また、本システムのメリットと改善すべき点を示し、その簡便性の省力化について、行った実験によりまとめた実験人数・計測準備時間との相関を示した。

第4章では、耐震補強工事前後において常時微動振動計測が行った9棟の既存建築物を対象とし、耐震補強効果の検証手法についての検討を行った。研究方法としては、定性的評価手法と構造設計資料を参考とした定量的評価手法である。定性的評価手法とは、この9棟の対象建築物に対して、耐震補強前後の固有周期、応答加速度レベルおよび振動リサージュの変化を考察した。また、水平トラス補強や床スラブ補強などの特殊耐震補強タイプについて、変形性状などを検討し、定性的評価手法の有効性を確認した。特に、提案した振動リサージュにより耐震補強効果を簡便に評価できることを確認した。定量的評価手法では、対象建築物9棟のうち3棟を取り出し、常時微動計測により得られた結果と耐震診断・改修設計結果との比較を行った。比較指標としては層剛性であり、層剛性の変化率を耐震補強効果の評価指標とした。以上の検討内容について以下の知見が得られた。

先ず、定性的評価手法を用いて検討に得られた結果を示す。

- 1) 定性的評価手法の1質点系の固有周期について、強度増大型耐震補強工事が施した対象建物の周期の減少がほとんど確認された。靱性補強型や強度補強要素の割合が少ない方向について、明確の変化が確認されなかった。また、入力階-上部階振動系を用いて抽出した振動周期の変化について、1質点系の検討とほぼ同様な結果が得られた。しかし、常時微動レベルの計測で上部階の振動周期の同定が困難であり、得られた結果の誤差が生じる可能性が高いと認められた。
- 2) 提案した1次振動リサージュに着目する方法では、耐震補強前後の振動環境や計測

途中のノイズの処理が重要である。本論では、「安定区間」の概念を言及し、測定区間を全体的に把握したうえで、工学的に判断した結果を示した。得られた1次振動リサージュを見ると、強度補強に伴い耐震補強後の応答レベルの減少が明らかに確認された。一方、靱性補強型や強度補強要素の割合が少ない方向について、明確の変化が確認されなかった。この結果は固有周期の検討と同じ結論が得られた。本手法は、目で振動性状の変化を簡単に判断でき、耐震補強効果の検証方法としての簡便性および有効性を示された。

- 3) A棟の踊り場の増打ち補強により耐震改修後の階段室と本体の変位差が小さくなったことが分かった。H棟の水平トラス補強は、行った振動実験の限り、1ヶ所の変位図のみ抽出した。変位波形の「複雑化」より「単純化」に変化したことが得られた、耐震補強の可能性でもあると推測した。C棟の下部階強度型耐震補強について、構造解析と振動解析結果の一致性が確認した。

以上の定性的評価手法により得られた結果によると、振動周期や振動リサージュの変化により簡便に耐震補強効果（強度増大型）を検証できることから本手法の有効性が確認された。一方、定性的評価手法であり、局部変化や各層の耐震補強を特定することは困難である。

次に、定量的評価手法を用いて検討に得られた結果を示す。

- 1) 層剛性を評価指標として常時微動計測により得られた推定剛性と耐震診断・改修設計の設計剛性の比較を行った。推定剛性の算定方法は3つである、「1質点系法」と阿部・守ら提案された「卓越周期法」（本論の呼び方）は参考として挙げられた。「応答-変形法」は本研究で提案した手法である。どの手法でも推定剛性の真値と設計剛性のバラツキが大きいことが分かった。その原因は、設計時のモデル化の問題であり、常時微動計測・解析手法の誤差などとも考えられる。よって、本論では層剛性の変化率に着目点として考察した。
- 2) 「1質点系法」により求めた推定剛性と耐震設計により縮約した1質点系の設計剛性の変化率の相関が見られた。「卓越周期法」により推定した各階の層剛性変化率と設計剛性の変化率では、一部の相関が認められ、大きいバラツキも現れた。この原因は診断時・改修時の解析手法の誤差であり、定性的評価手法と同様に常時微動レベルの「卓越周期法」は、上部階の振動周期を特定する時に誤差が生じやすいと考えられる。本研究で提案した「応答-変形」法では、常時微動計測により得られた応答加速度と変換した応答変形の相関により割線剛性を推定する方法である。本手法により求めた層剛性と設計剛性の相関が見られたが、一部のバラツキも確認された。原因は、「卓越周期法」と同様であると考えられる。また、本手法により求められた層剛性（割線剛性）の真値と設計剛性の差が大きく、解析手法を改善する必要がある。本論では、研究手法と有効性を確認するのが主であり、方法の改善は今後の課題となる。

以上の定量的評価手法により得られた結果によると、層剛性の変化率に着目すると、提案した「応答-変形」評価手法の有効性が確認した。一方、本論で提案した手法は、バラツキが存在し、仮定条件もあるため、実用するために改善する必要があると思われる。

第5章では、道路橋床版の劣化・損傷検知手法の開発を目的として、既存道路橋床版に



おいての振動計測結果を示した。劣化・損傷手法の確立を行う前に、本システムを用いて土木構造物への適用性に関する検討を行った。また、振動特性の同定手法、特に各次振動モードの抽出手法を提案した。劣化点検手法として、将来実用化するために、床版上部より床版下部から計測手法を提案した。最後に、適用と有効性が確認したうえで、既存道路橋6ヶ所の床版を研究対象として床版下部から振動計測実験を行い、劣化・損傷検知や損傷度評価方法を提案した。以上の検討内容について以下の知見が得られた。

- 1) 本システムを用いて土木構造物への適用性を確認するため、竣工から70年以上の老朽橋梁床版を対象として常時微動および実験バスを用いた交通振動計測を行った。常時微動計測結果と固有値解析結果を比較し、振動計測により得られた固有振動数、振動モードと固有値解析の一致性が確認した。また、実験用バス通過時の変位モード、通過時間の逆算により本システムを用いた振動計測結果は確実に橋梁の振動性状を反映できることが確認された。
- 2) 次に、建設中（床版工事中）の道路床版を検討対象とし、新設道路橋床版への適用性を考察した。床版コンクリートの材齢の違い（完全硬化前後）により振動数の変化が取られたが、短い期間内の変化が見られなかった。また、完全硬化に伴い剛性の上昇とともに応答加速度レベルの減少が現れた。固有値解析結果と比較した結果、橋直1次・鉛直1次・鉛直2次の振動数がほぼ同じレベルの数値が得られた。振動計測点数の制限により振動モードが全部同定できなかったが、同定したモードと解析結果の相関が見られた。なお、本実験により対象橋梁の独自の振動性状が推測されたため、振動性状の変化により劣化や損傷をモニタリングするのは可能であると考える。以上の2つ適用実験において、本システムの適用性と有効性の確認ができた。
- 3) 適用実験をもとに、本システムを用いて構造物の振動モードの同定手法を提案した。本システムの特徴であり、振動モードの可視化機能により振動モードを精度良く同定することができる。また、振動モードを同定した結果によると、対象道路橋についてはバンドパスフィルターの幅0.2Hzを採用した時の精度が一番良いと思われた。しかし、バンドパスフィルター0.2Hz幅の汎用性について、多くの研究事例を考察する必要がある。
- 4) 床版上部から計測する場合、交通遮断やセンサの設置場所の制約などの問題点がある。よって、本論では、床版下部の点検通路などを利用して計測方法を提案した。床版下部から計測手法では、床版上部から計測の問題点を解決とともに、計測時の目視結果に合わせてセンサを配置できるメリットがある。
- 5) 本システムの適用性と有効性を確認したうえで、既存道路橋6ヶ所の床版を対象とし、劣化・損傷検知手法の開発を行った。本論では、実験結果により2段階計測レベルの研究手法を提案した。第1段階計測レベルは床版全体の計測、目的は損傷区間を特定することである。第2段階は特定した区間において詳細な調査方法である。また、具体的な判断手法では、一般に使われている固有振動数に加えて応答加速度曲線評価法、割線剛性法を提案した。
- 6) 本論の研究対象において、第1段階と第2段階計測レベルを使用し検討した結果、目視で損傷が見られた区間の応答加速度変化曲線の変化（傾き）が大きいことが見られた。応答-変形関係図によると、損傷が発生する区間のグループ（割線剛性）が



相対的に下に向いていることが分かった。よって、提案した手法を用いて道路橋床版の損傷位置を特定するのは可能であるが、損傷程度により検知できないケースも見られた。また、本実験は長期モニタリングを実施しなかったため、何年単位ごとの経年劣化・損傷進行の比較ができなかった。

以上、第5章の研究成果は、既存道路橋床版の劣化・損傷検知手法の開発を実現するために役立つものと考えられる。今後、長期モニタリングや本システムを用いて定期点検を行い、現行劣化判断方法との整合により定量評価の開発が重要である。また、本システムを用いて損傷検知する場合、検知できる損傷程度を明らかにするのが重要である。

第6章では本論文の各章で得られた結果と結論の総括を行った。

以上、本研究では、無線振動計測システムを用いて既存構造物への適用を行った。耐震補強工事の検証および道路橋床版の劣化検知手法の確立を目的として振動計測実験を実施した結果を示した。得られた結果は、本手法は耐震補強効果の検証手法の一つとして、構造設計の補助手法として役立つものと考えられる。また、本システムは既存道路橋床版の振動性状を同定することが可能性であることが確認した。また、提案した劣化検知方法では損傷や劣化が大きい床版に対して有効であると考えられる。しかし、本論は無線振動計測システムを実用化するための基礎的な研究であり、提案した評価手法の完成度や評価精度の問題で現段階に実務へ適用できるまでには困難である。しかし、本論で得られた結果や結論は今後の研究として大きな進歩と繋がることができたと考える。今後、データを蓄積するうえで提案した手法の改善と信頼性向上が重要である。最後に本研究の課題として示すとともに今後の展望について述べる。

- 1) 本研究では常時微動計測を研究方法として行っている、計測時の振動環境の影響因子の考慮と対策が必要である。特に、耐震補強効果の検証手法として、補強前後の周囲環境の変化が評価要素に含まれている可能性が高い。よって、耐震補強前後の計測基準点の選択が重要である。
- 2) 耐震補強効果の検証手法として、靱性補強の評価が課題である。また、振動モードの応答加速度レベルを評価指標として使用する時に、瞬時的なモードより平均値から表現するのが良いと考えられる。定量的評価手法について、層間変位を算定する時のフィルターの検討が必要と考えられ、層剛性真値の評価も重要である。第2次耐震診断法に加えて、ほかの耐震性評価手法を使用した検討結果との比較を行い、常時微動計測手法の信頼性向上と繋がることできる。
- 3) 道路橋床版の劣化検知手法として使用する場合、現行の点検方法と整合し、定期点検や長期モニタリングすることが重要である。また、提案した手法の床版の損傷度と検知できるかの相関を考察することが重要である。検知方法の細化、改善が今後の課題である。

今後、計測事例データを蓄積することが重要である。様々の事例のもとに提案手法の改善と精度の向上によって実用化できることが可能と期待される。

## 謝 辞

本論文は、私が広島大学建築材料学研究室に配属されて5年間（2011年10月～）にわたる研究成果をまとめたものです。本研究の実施や論文のまとめに関して、たくさんの人と出会い、たくさんの事を学べた充実した5年間でした。皆さんにご協力と支援をいただき、大変にありがとうございました。皆さんの御かけで、私や日本にいる家族ともに「日本」その国の感覚は最初の「外国」から「第2故郷」となっている。私一人の力が小さいですが、中国と日本の架け橋になることは一生の目標として頑張りたいと思っています。

ここに記して、深甚なる感謝の意を表します。

本論文審査の主査を務めて頂いた広島大学大学院工学研究科 教授 恩師の大久保先生には、「無線加速度センサ」の世界を連れて行って、研究の面白さと「研究はなに？」を教えました。いつも私が作った雑な論文の文章を何十回丁寧にチェックしてくれた、本当に恥かしくて、こころから感謝しています。先生の専門知識の教え方および学生たちに対する優しさは私にとって、今後の「手本」として自分の学生に伝えたいと思っています。先生の家族とも、いつも笑顔であってくれて、元気を一倍いただきました。ありがとうございました。何時か、中国の長城を登るときや先生が退官する時に、ぜひ会いたいと思っています。

また、本論文審査の副査を務めて頂いた広島大学大学院工学研究科 教授 田川 先生、同教授 藤井 先生、同 准教授 三浦 先生、ならびに同 准教授 日比野 先生には貴重な時間を割いて頂き、論文のご精読と貴重なご教示を賜りました。

松本先生（近畿大学）には、いつもご親切に指導をして頂き、本当にありがとうございました。何時か機会があれば、また一緒に酒を飲みましょう。助教の寺本先生、研究室のことをいつも一生懸命にやってくれて、ありがとうございました。「天才」松浦さん（㈱建診技術研究所）、計測システムの開発や改善に関して、大変お世話になりました。建築材料学研究室の学生たちとも、いつも元気で研究をやるのは素晴らしいです。皆さんはとてもしる人間だったので、幸せ人生を祈っている。同じ研究班の柴戸くん、横川くん、日高さん、JINGJINGさんにセンサ班の研究の進歩にとって多大な成果を残してくれて、ありがとうございました。

在職中（日本）に丸坂氏、名村氏（（有）都市建築エンジニアリング）、仕事や生活、本研究を遂行することも、大変ご協力とご支援を頂きました。山口氏（㈱山口建築・ラボラトリー）にいつも仕事のことを教えてくれた、感謝しています。

上記の方々に、心から厚くお礼を申し上げます。

最後に、いつも支えてくれた大好きな妻と元気な息子、中国にいる両親、日本で一緒に頑張っていた友達、心から感謝しています。

李 亮

2016年(平成28年)7月